

DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 7 — Juli 1961 A 6449 E

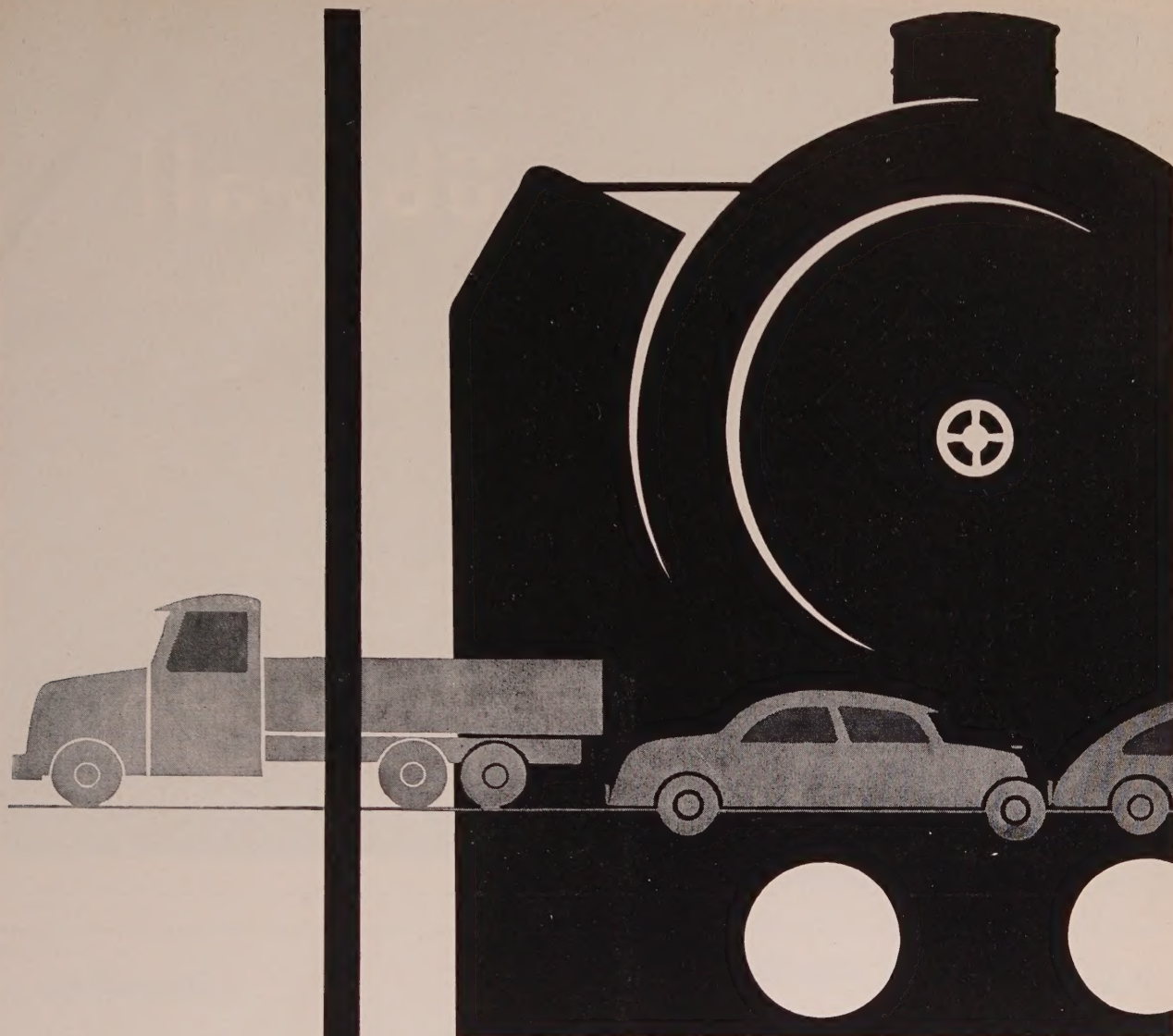


Bogenbrücke über den Askerøfjord, 278 m Stützweite

M·A·N

Die M.A.N. blickt auf 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau zurück. Die Bogenbrücke über den Askerøfjord wurde nach unseren Ideen in Arbeitsgemeinschaft unter unserer technischen Führung erbaut.

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG



Wem Gott will rechte Gunst erweisen . . .

mit dem allgemeinen wirtschaftlichen Aufschwung ist der Reiseverkehr — ob mit der Eisenbahn, dem Auto, dem Flugzeug, dem Schiff oder auch mit dem Zweirad — gewaltig gestiegen. Grundlage, ja Voraussetzung unserer wirtschaftlichen Existenz ist aber der allgemeine Güterverkehr.

Ob Reise- oder Güterverkehr, bei der Herstellung der „Transportmittel“ spielt die Schweißtechnik eine große Rolle, tragen gerade auch **HOESCH-ELEKTRODEN** mit dazu bei, immer schnellere, sichere Verkehrsmittel wirtschaftlich zu bauen.



**HOESCH AG
WESTFALENHÜTTE
DORTMUND**



überall
 wo Fragen der Elektro-
 Schweißtechnik auftauchen,
 steht

ARCO
 mit fachmännischer Beratung -
 gestützt auf langjährige Erfahrung -
 zur Verfügung.

Unser umfangreiches
 Produktionsprogramm erfüllt
 auch Ihre Anforderungen.

ARCO · AACHEN
 Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.
 Jülicherstraße 122-134 • Tel. 34 841-42 u. 21941-43 • F. S. 8/32701

Neuaufgabe

Neuaufgabe

EISENHÜTTE

TASCHENBUCH FÜR EISENHÜTTENLEUTE

Herausgeber: Akademischer Verein HÜTTE, E. V., Berlin

5. neubearbeitete Auflage

XXXII, 1341 Seiten, mit 1406 Bildern und 549 Tafeln,
 Stichwortverzeichnis mit etwa über 3000 Stichwörtern, DIN A 5

INHALT: Grundlagen · Anlage und Betrieb von Hüttenwerken · Energie- und Sauerstoff-
 erzeugung · Hilfsmaschinen · Feuerungstechnik · Verhüttungsverfahren · Stahlerzeugung
 Gießerei · Grundlagen des Warmwalzens · Bauliche Einzelheiten von Walzwerken
 Warmwalzwerke · Kaltverarbeitung · Rohrherstellung · Oberflächenschutz · Schmie-
 den und Pressen · Stahlnormen und Tafeln · Stichwortverzeichnis

GANZLEINEN DM 98.—**GANZLEDER DM 112.—**

Verlangen Sie für Ihre Werbung 4 farbigen Sonderprospekt!

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

30. Jahrgang Berlin, Juli 1961 Heft 7

Inhalt

Seite

Klöppel, K., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. und Schardt, R.,
Dipl.-Ing., Darmstadt: Versuche mit kaltgereckten
Stählen 193

Gottfeldt, H., Dr.-Ing., Wembley: Die Straßenbrücke
über den Mersey bei Runcorn 202

Toscano, A., Dr.-Ing., Rom: Die Türme von Cadiz (Fort-
setzung und Schluß aus Heft 6/1961) 205

Lenz, P., Dipl.-Ing. und Reinig, A., Dipl.-Ing., Langen-
hagen (Hannover): Ein Stahlskelettbau aus Fertig-
teilen mit hängenden Decken 215

Schwarz, H., Dipl.-Ing., Duisburg: Die Stahlkonstruktion
des 150-t-Hammerdrehkranes bei der Bremer Vulkan
Schiffbau und Maschinenfabrik 219

Verschiedenes

Persönliches 223

Bücherschau 223

Ergänzung zu Klöppel/Protte 224

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen:

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26.



Die Entwicklung der Schweißtechnik



führt zur fortlaufenden Verbesserung unserer
Fabrikate · Verwenden Sie deshalb bei Ihren

Schweißarbeiten



Einmal erprobt,
immer gelobt!

Metallogen

W A T T E N S C H E I D

Aus unserem Fabrikationsprogramm:

Metallogen - Elektroden für die Verbindungsschwei-
ßung an Stählen aller Art, auch legiert
und hochgeköhlt

Metallogen - Elektroden
für die Kesselschweißung

Metallogen - Elektroden
für die Auftragsschweißung

Metallogen - Elektroden
für die Gußeisenschweißung

Metallogen - Elektroden für die Kontakt-
und Tiefbrandschweißung

Metallogen - Elektroden für die Schweißung von
rost- und hitzebeständigen Stählen

Metallogen - Elektroden
für die Nicht Eisen-Metallschweißung

Metallogen - Zusatzwerkstoffe für die automatische
Lichtbogenschweißung (Unterpulver-,
Kontaktmantel-, Schutzgasschweißung)

Metallogen - Schweißmaschinen (Transformatoren,
Umformer, Gleichrichter), Autogen-
geräte (Entwickler, Schweiß- u. Schneid-
brenner), Schweißzubehör, Schweiß-
draht für die Gasschmelzschweißung
(für Eisen, Stahl, Messing, Bronze
Aluminium)

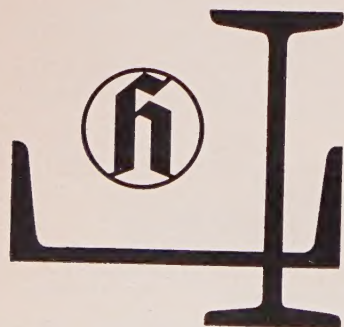
Metallogen-ELEKTRODEN einmal erprobt immer gelobt!

Metallogen

Gesellschaft für Schweißtechnik und Werkstoffschutz m. b. H.
Ruf: 84 03 u. 814 03 Wattenscheid Postfach 143

Wir suchen noch gut eingeführte, branchekundige, rührige Vertreter
und Wiederverkäufer bei günstigen Bedingungen

Früher Säulen - heute Formstahl



Überall, wo starkwandiges, tragendes Mauerwerk zugunsten besserer Raumnutzung eingespart werden soll, ist Formstahl ein willkommener Baustoff.

Formstahl wird bei uns turnusmäßig gewalzt. Sie können daher mit zuverlässigen Lieferzeiten rechnen.

Mit weiteren Angaben steht Ihnen unsere Verkaufsabteilung jederzeit gern zur Verfügung.

HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND

Versuche mit kaltgereckten Stählen

Von K. Klöppel und R. Schardt, Darmstadt

DK 620.1 : 539.4.016.2

1. Allgemeines

Die Suche nach neuen Bauweisen, die der Konkurrenzfähigkeit des Stahlbaues dienen, hat auf theoretischer Seite zur Entwicklung neuer Berechnungsmethoden geführt, die dem Konstrukteur organische Bauweisen ermöglichen, die er früher wegen des für jedes Bauwerk bestehenden Zwanges des rechnerischen Standsicherheitsnachweises gemieden hat. Eine andere Richtung der Entwicklung strebt danach, überhöhte Sicherheit in den verschiedenen Bauteilen, wie sie der vereinfachte Spannungsnachweis notwendigerweise mit sich bringt, durch stärkere Differenzierungen der zulässigen Spannungen nach Art des Tragsystems, Gefahrenklasse, Dauerfestigkeit, Stabilität usw. abzubauen und dadurch Material einzusparen. Wie im ersten Falle die Materialersparnis durch Mehrarbeit des Statikers erkauft wird, so muß sie im zweiten Falle durch umfangreichere Vorschriften bezahlt werden.

Unabhängig von diesen beiden Wegen gibt es noch die Möglichkeit, die Festigkeitseigenschaften der Baustähle zu verbessern, so daß man ohne Verminderung der Sicherheit die zulässigen Spannungen erhöhen kann. Die Festigkeitserhöhung durch Legierungszusätze bringt für unsere Verhältnisse wirtschaftlich keinen Vorteil. Nachdem die Versuche, durch Abschrecken des Baustahls aus der Walzhitze, die in den Kriegs- und Nachkriegsjahren gute Ergebnisse zeigten [1], [2], [3], wieder aufgegeben wurden, tritt jetzt immer mehr die Festigkeitserhöhung durch Kaltverformung in den Vordergrund. Sie bietet sich schon deshalb als wirtschaftliche Lösung an, weil sie gleichzeitig mit der Herstellung von dünnwandigen Profilen aus dem Kaltband vorgenommen wird und keinen eigenen Arbeitsgang erfordert.

Über die Eigenschaften solcher Baustähle ist im Schrifttum bisher nicht viel bekannt geworden. Im Ingenieurlaboratorium des Instituts für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt wurde deshalb in den vergangenen Jahren eine Anzahl von Versuchen durchgeführt, die einen Teil der Fragen klären konnten, auf deren Lösung der Konstrukteur wartet. Die Versuche wurden z. T. an Baustählen durchgeführt, die im Labor durch einachsige Zugbeanspruchung um ein genau bekanntes Maß gereckt wurden, zum anderen Teil wurden auch Proben aus den handelsüblichen kaltabgekannten Profilen verwendet.

Die Versuche sind noch in anderer Hinsicht von Bedeutung, weil Kaltverformungen ungewollter Art auch bei der Herstellung von Bauwerken aus den üblichen Baustählen auftreten und wir über ihren Einfluß auf die Tragfähigkeit nicht im Ungewissen bleiben dürfen.

Die Versuche wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziell unterstützt, wofür an dieser Stelle besonders gedankt werden soll.

2. Die Vorgänge bei der Kaltverformung

2.1 Die Spannungsverfestigung

Eine der auffallendsten und für die Sicherheit der Bauwerke wichtigste Eigenschaft des Stahles ist die stark ausgeprägte Fließgrenze. Ihrer Wirkung haben wir einerseits die Fähigkeit zuzuschreiben, bei statisch unbestimmten Systemen durch Spannungsumlagerung die zunächst am stärksten beanspruchte Stelle des Tragwerks trotz Laststeigerung von Spannungserhöhungen freizuhalten und erst die weniger beanspruchten Stellen heranzuziehen, eine Tatsache, der es zu verdanken ist, daß wie ohne Sorge für die

Sicherheit z. B. die Nebenspannungen in den üblichen Fachwerken, deren Knoten alles andere als Gelenke darstellen, beim Spannungsnachweis weglassen können. Andererseits stellt die Fließgrenze aber beim Knicken und bei vielen anderen Stabilitätserscheinungen die obere Grenze der kritischen Spannungen dar. Hier ist eine noch so hohe Bruchspannung vollkommen bedeutungslos.

Wir wollen jetzt das Kraftverformungsverhalten des Baustahles für den Fall einer reinen Zugbeanspruchung näher betrachten. In diesem Verhalten unterscheiden wir zunächst einen linearen Bereich. Die Dehnung wächst proportional zur wirkenden Spannung. Entlasten aus diesem Bereich führt wieder zum Ausgangszustand. Beim Erreichen der Fließlast beginnt am schwächsten Querschnitt des Stabes das Fließen, das gleichzeitig mit einer Festigkeitserhöhung des Werkstoffes an dieser Stelle verbunden ist, so daß er seine geringere Widerstandsfähigkeit gegenüber anderen Stellen des Prüfstabes verliert, die ihrerseits nun anfangen zu fließen und sich dabei ebenfalls verfestigen. Auf diese Weise durchläuft den Prüfstab, der ja praktisch keine großen Querschnittsunterschiede aufweist, in einem Bereich ohne merkliche Laststeigerung eine Welle von plastischen Verformungen, die sich in einer deutlichen Längenänderung äußert. Dieser Zustand kennzeichnet den sogenannten Fließbereich. Hat der Verfestigungsprozeß über die ganze Stablänge begonnen, so steigt die Prüflast wieder an. Die wirkliche Spannung σ wächst nun aber schneller an als die Last, weil das Verhältnis zwischen Querschnittsabnahme und Längsdehnung wegen der im plastischen Bereich veränderten Querdehnung sich vergrößert. Stärker als die Querschnittsabnahme ist aber zunächst noch die Zunahme der Verfestigung, so daß eine eingeschnürte Stelle des Stabes trotz der kleineren Fläche eine größere Widerstandskraft gegen Weiterverformung aufweist als der nicht eingeschnürte Bereich. Durch diese Tatsache werden Einschnürungen zunächst verhindert. Läßt die Festigkeitszunahme nach, so daß sie die Querschnittsabnahme nicht mehr aufhebt, so wird eine beginnende Einschnürung dem nicht eingeschnürten Teil an Verformungswiderstand unterlegen sein und sich immer weiter einschnüren. Dies geschieht theoretisch von dem Punkt an, an dem die Höchstlast im Versuch erreicht ist (Stabilitätsgrenze), praktisch schon etwas früher wegen der nicht vermeidbaren Unregelmäßigkeiten ähnlich wie beim Knickversuch die Ausbiegungen schon vor Erreichen der kritischen Lasten anfangen. Nach dem Einschnüren nimmt die Verfestigung immer noch weiter zu. Die Dehnungen im Einschnürungsbereich nehmen jetzt Ausmaße an, von denen man sich aus der Betrachtung des hierfür ungeeigneten Kraftverformungsdiagrammes kein Bild machen kann. Am Ende des Einschnürungsvorganges steht der Bruch, der beim Erreichen der Reißfestigkeit eintritt.

Die Vorgänge beim Belasten über die Elastizitätsgrenze hinaus lassen sich stark vereinfacht an einem Modell, der sogenannten St. Venant'schen Modelleinheit, darstellen (Bild 1a). Das Kraftverformungsdiagramm dieser Einheit zeigt Bild 1b. Wenn P die Größe der Reibungskraft R erreicht hat, wächst die Verschiebung v ohne Zunahme von P .

Dieses Modell ist allein nicht in der Lage, das Zusammenwirken verschieden orientierter Kristalle zu beschreiben. Stellen wir uns aber eine Anzahl der beschriebenen St. Venant'schen Einheiten halbkreisförmig in einer Ebene angeordnet vor, wie Bild 2a zeigt,

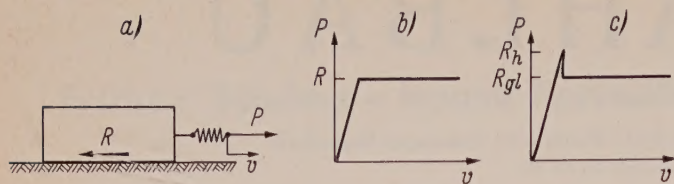


Bild 1. Fließmodell

- a) St. Venant'sche Modelleinheit
b) Kraftverformungsbild bei Haftreibung gleich Gleitreibung
c) Kraftverformungsbild bei Haftreibung größer als Gleitreibung

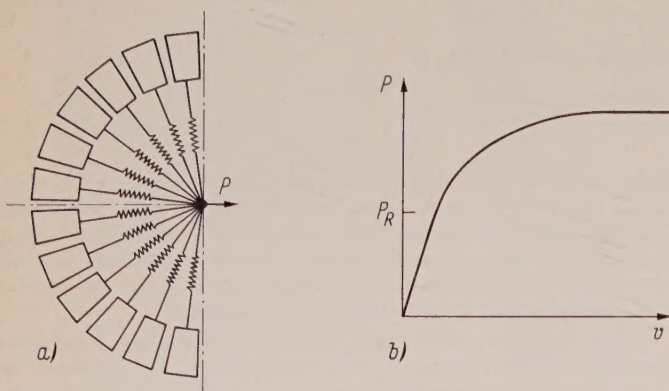


Bild 2. Erweitertes Fließmodell

- a) Modellgruppe
b) Kraftverformungsbild bei Haftreibung gleich Gleitreibung
c) Kraftverformungsbild bei Haftreibung größer als Gleitreibung
d) Praktische — und theoretische — — — Kraftverformungskurven

so wird infolge P zuerst in den in Kraftrichtung liegenden Federn die Reibungskraft R erreicht und erst nach und nach durch weitere Laststeigerungen in den zur Kraftrichtung nicht parallel liegenden Federn die Reibungskraft überwunden, so daß sich ein Kraft-Verformungs-Diagramm ergibt, wie es Bild 2 b zeigt. Berücksichtigt man nun noch, daß der Reibungskoeffizient für Haftung R_h größer ist als der für Gleitreibung R_{gl} , so wird die Kraft zwar bis zur ersten bleibenden Verformung auf den Wert R_h steigen, dann aber sofort wieder auf den Wert R_{gl} für die gleitende Reibung abfallen. Die Verformungslinie des Einzelmodells erhält eine Spitze am Übergang zum plastischen Bereich, behält aber im übrigen ihre Form bei (Bild 1 c). Anders ist es beim Zusammenwirken einer Anzahl von Modellen. Die vielen einzelnen Spitzen, die ja nicht gleichzeitig auftreten, werden „verschmiert“ und dadurch der Charakter der Verformungslinie verändert. Der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich wird in der Ableitung unstetig und es entsteht in Abhängigkeit vom Verhältnis der Reibungskoeffizienten und der Anordnung der Modelle ein instabiler Ast in der Kraft-Verformungs-Linie (Bild 2 c), ein Bereich also, in dem zu größer werdenden Verformungen kleiner werdende Lasten gehören.

Jedes Kristallteilchen des Stahles kann man sich als eine solche St. Venant'sche Modelleinheit vorstellen. Von einer ganz bestimmten kritischen Schubspannung ab sind in den einzelnen Kristallen plastische Verformungen möglich, die beim Entlasten nicht mehr rückgängig gemacht werden. Die Größe der kritischen Schubspannung ist wegen der Anisotropie der Kristalle von der Lage der Kristallachsen gegen die Beanspruchungsrichtung abhängig.

Die bleibenden Verformungen der Kristalle sind nicht stetig sondern quantenhafter Natur (Versetzung, Zwillingsbildung) und daher nur möglich, wenn der Kristallverband, in dem sie sitzen, die im Verhältnis zu den elastischen großen bleibenden Verformungen zuläßt. So kommt es dazu, daß eine Anzahl von Kristallen sich über die kritische Belastung hinaus noch elastisch halten kann und dann erst, nun aber zusammen mit solchen, die ihre kritische Spannung noch nicht erreicht haben, gewissermaßen zusammenbricht, eine Erscheinung, die sich im Auftreten von Gleitbändern auch äußerlich sichtbar macht. Diese katastrophenartigen Verformungsvorgänge treten in dem obenbeschriebenen instabilen Bereich der Kraft-Verformungslinie auf und prägen diesem Abschnitt (Fließbereich) den Charakter der Gesetzlosigkeit auf, wobei Einflüsse ganz anderer Art, wie z. B. die Zufälligkeiten in der makroskopischen Beschaffenheit und thermodynamische Einflüsse, eine Hauptrolle spielen (Bild 2 d). Das bizarre Bild im Fließbereich entsteht also dadurch, daß praktisch immer ein ganzes Gebiet von Kristallen auf Grund ihrer Anordnung im Kristallverband zu gleichzeitiger Aktion gezwungen ist. Diese Gebiete sind naturgemäß umso größer, je weniger inhomogen der Spannungszustand ist. Schon beim Biegeversuch kann man kaum noch ein regelloses Gebiet im Kraftverformungsbild wahrnehmen. Auch die später beschriebenen Zugversuche an Stäben mit veränderlichem Querschnitt bestätigen diese Erscheinung.

Bei Spannungen oberhalb der Elastizitätsgrenze tritt nun der Fall auf, daß ein Teil der Kristalle sich elastisch, ein anderer Teil plastisch verformt hat. Die letzteren sind beim Entlasten schon spannungsfrei, ehe die ganze Last entfernt ist. Die elastisch verformten Kristalle, deren Nullage aber erst mit der vollkommenen Entlastung erreicht wäre, belasten deshalb die bleibend verformten Kristalle im entgegengesetzten Sinne, bis inneres Gleichgewicht herrscht. Es bleiben im äußerlich unbelasteten Zustand starke Gefügespannungen bestehen. Die vorher ungünstig orientierten Kristalle haben sich durch eine negative Vorspannung an die günstiger gelegenen angeglichen, so daß die Gesamtstruktur eine höhere Elastizitätsgrenze zeigt als vorher. Solange keine Vorgänge anderer Art, wie sie im nächsten Abschnitt beschrieben werden, eintreten, wird die neue Fließgrenze auf den durch die Überbelastung gekennzeichneten Wert gehoben sein. Die Verformung ϵ_R , die nach der Entlastung gegenüber dem Ausgangszustand zurückbleibt, ist ein Maß für die Reckung oder Stauchung des Materials.

Für die graphische Darstellung des Reckvorganges kann man sich verschiedener Bezugsgrößen bedienen. Die Versuchseinrichtung selbst liefert sofort die Beziehungen zwischen der Kraft P und der Verlängerung Δl . Bezieht man P auf den Ausgangsquerschnitt F_0 und Δl auf die Meßlänge l_0 im unverformten Zustand, so erhält man die üblichen Darstellungen im sogenannten Spannungs-Dehnungs-Diagramm σ_0 (ϵ_0). Sowohl die Spannungen als auch die Dehnungen haben aber hierin nur fiktive Bedeutung. Trotzdem werden bisher alle kennzeichnenden mechanischen Daten (σ_P , σ_F , σ_B und δ_B) aus dieser Darstellung entnommen, die nur den Formänderungswiderstand kennzeichnet.

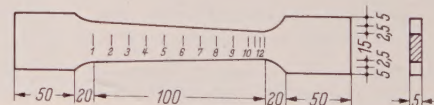


Bild 3. Versuchsstab mit linear veränderlichem Querschnitt

Die Ermittlung des wahren Spannungsdehnungsgesetzes stößt auf einige Schwierigkeiten. Bis zum Beginn der Einschnürung läßt es sich an einem einfachen Versuchskörper ohne Zwischenmessung oder Versuchsunterbrechung leicht bestimmen. Den Versuchskörper zeigt Bild 3. Er hat über die Meßlänge linear veränderlichen Querschnitt. Die Meßlänge wird in eine Anzahl kleiner Abschnitte unterteilt, deren Längen vor dem Versuch ausgemessen werden. Im Versuch wird lediglich die Bruchlast bestimmt. Am verformten Versuchsstab kann man dann die wahre Dehnung durch Vergleich der verformten Abschnittslänge mit der ursprünglichen und die wahre Spannung durch Bezug der Bruchlast auf den verformten Stabquerschnitt an jeder Stelle angeben. Wie man sieht, entspricht jede Stabstelle einem anderen Punkt des wahren Spannungs-Dehnungs-Diagramms σ (ϵ). Die Auswertung eines solchen Versuchs zeigt Bild 4. Im Bereich der Einschnürung versagt diese Messung, weil sich dort ein

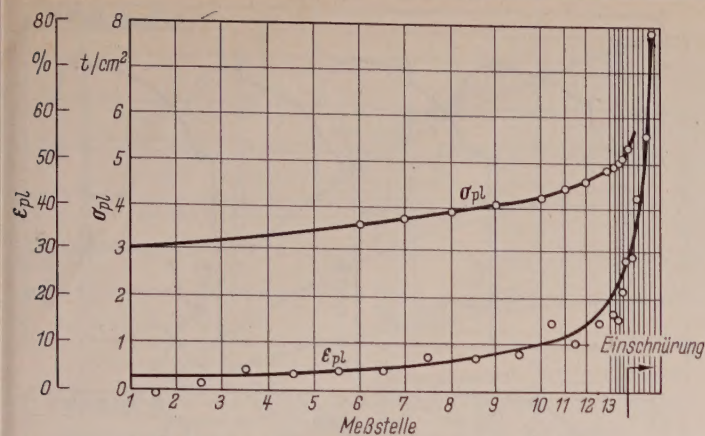


Bild 4. Zuordnung von σ_{pl} und ε_{pl} über die Stablänge

zweiachsiger Spannungszustand einstellt und die letzte Reckung nicht bei der Bruchlast erfolgte. Die Kraft-Verformungs-Linie enthält nicht den vom prismatischen Stab her bekannten Fließbereich. Durch die über die Stablänge unterschiedliche Spannung wird nämlich die Ausbildung von über den ganzen Querschnitt laufenden Gleitbändern behindert.

Im Zusammenhang mit dem bisher Gesagten stellt sich nun der Kaltreckvorgang so dar: Unterbricht man den Zugversuch an einer Stelle außerhalb des elastischen Bereichs, so kann die entlastete Probe als kaltgerecktes Material angesehen werden. Bei der Wiederbelastung setzt sich die plastische Verformung dort fort, wo sie bei der Kaltreckung vorher abgebrochen wurde (Bild 5). Der elastische Bereich ist also beim zweiten Versuch größer, und zwar um so mehr, als nun das kaltgereckte Material als Ausgangswerkstoff angesehen und deshalb die Spannung auf den durch das Vorrecken verringerten Querschnitt F_1 bezogen wird. Der kaltgereckte Stahl ist also ein Werkstoff, bei dem durch Vorbehandlung ein Teil des Kraftverformungsdiagrammes vorweggenommen wird. Man erkennt weiter, daß bei Beschränkung der Vorreckung auf den vor der Einschnürung liegenden Bereich die Einschnürfähigkeit des Werkstoffs in voller Größe erhalten bleibt, während von der Gleichmaßdehnung ein mehr oder weniger großer Teil verbraucht und das Streckgrenzenverhältnis verkleinert ist. Zum Vergleich sind die „Spannungsdehnungslinie“ für das Ausgangsmaterial $\sigma_0(\varepsilon_0)$, für das gereckte Material $\sigma_1(\varepsilon_0)$ und das wahre Spannungs-Dehnungs-Diagramm $\sigma(\varepsilon)$ im Bild 6 angegeben.

Bild 5. Kaltreckvorgang als Teil des $\sigma(\varepsilon)$ -Diagramms

2.2 Der Alterungsvorgang
Durch die Zerlegung der Kristalle infolge der Reckbeanspruchung entstehen zusätzliche Korngrenzen, die weitere Ausscheidungen von Fremdatomen ermöglichen. Dadurch wächst der Verformungswiderstand an den Korngrenzen und der elastische Bereich wird nochmals vergrößert. Dieser Vorgang wird als Reckalterung bezeichnet. In der Modellsprache können wir sagen, daß dadurch der Haftreibungswert R_h vergrößert wird, womit gleichzeitig auch wieder die Möglichkeit für das Auftreten eines Fließbereichs gegeben ist.

2.2 Der Alterungsvorgang

An einem unberuhigten Thomasstahl wurde die Zunahme der Fließgrenze und der Zugfestigkeit durch verschieden starke Kaltreckung und nach verschieden langer Lagerungszeit bei Raumtemperatur untersucht.

Das Schema der Versuchsdurchführung geht aus dem Kraftverformungsbild (Bild 7) hervor. Die ausgezeichneten Laststufen sind darin bezeichnet. Der Stab wird bis zur plastischen Dehnung ε_R gereckt und dann entlastet. Nach einer Unterbrechung von der Dauer t_a wird der Stab bis zum Bruch belastet, wobei der Schreiber

so eingesetzt wird, daß die neue Kurve an der unterbrochenen Stelle der alten anschließt. Bild 8 zeigt die Ergebnisse einer Reihe solcher Versuche. Die vergleichende Auswertung ergibt sich aus Bild 9. Darin ist die Dauer t_a der Versuchsunterbrechung als Abszisse und die relative Änderung der Fließgrenze σ_{FR}/σ_{F0} als Ordinate für 4 verschiedene Reckgrade 0,05, 0,1, 0,15 und 0,17 (0,13) aufgetragen. Die Spannungen mit dem Index 0 sind auf die Querschnittsfläche F_0 der ungereckten Probe, die Spannungen mit dem Index R sind auf den Querschnitt F_R der um den Reckgrad R plastisch verformten Probe bezogen. Die relative Abnahme der Querschnittsfläche durch das Recken ist, da ε_R kleiner bleibt als die Einschnürdehnung, ungefähr gleich dem Reckgrad.

$$F_R = \frac{F_0}{1 + R},$$

$$\sigma_{F0} = \frac{P_{F0}}{F_0},$$

$$\sigma_{FR} = \frac{P_{FR}}{F_R} = \frac{P_{FR} \cdot (1 + R)}{F_0}.$$

Die Fließgrenze erreicht ihren Höchstwert schon nach etwa 10 bis 15 Tagen. Sie steigt bei einem Reckgrad von 0,15 bis auf den doppelten Wert des ungereckten Materials. Auch der Fließbereich erreicht dann wieder etwa die Größe wie bei ungerecktem Material (ungefähr 2,5 %). Diese Erscheinung ist bei den Proben

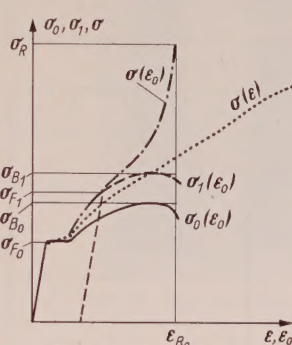


Bild 6. Darstellung der plastischen Verformung bei Benutzung verschiedener Bezugsgrößen

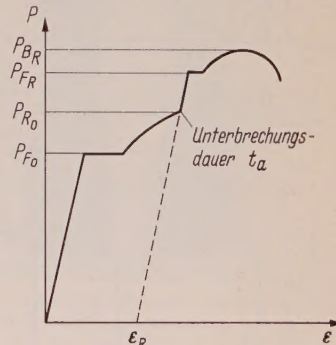


Bild 7. Schematische Darstellung der Alterungsversuche mit Angabe der Bezeichnungen

aus den handelsüblichen kalt abgekanteten Profilen nicht festzustellen. Bei diesen ist kaum ein Fließbereich vorhanden, der Verfestigungsbereich schließt sich sofort an den elastischen Bereich an. Der Bereich der Gleichmaßdehnung ist stark vermindert, die Einschnürdehnung bleibt nahezu erhalten. Die Auswirkungen der Reckalterung lassen sich wieder am Beispiel des Verfestigungsmodells erklären. Im Bild 10 wird das Verhalten nach der Versuchsunterbrechung und der Erhöhung der Haftreibung dargestellt.

Die Diffusion der Fremdatome ist in hohem Maße temperaturabhängig. Bei Temperaturen um 250 bis 300° C erfolgt die Alterung in sehr viel kürzerer Zeit. Nach einstündigem Anlassen bei 300° C wurden die in Bild 11 gezeigten Ergebnisse erzielt. Diesmal ist als Abszisse der Reckgrad R gewählt. Die Ordinate gibt die relative Änderung der Fließgrenze σ_{FR}/σ_{F0} , der Zugfestigkeit σ_{BR}/σ_{B0} und des Fließgrenzenverhältnisses σ_{BR}/σ_{FR} im ungealterten und im künstlich gealterten Zustand an. Die Fließgrenze steigt bei einem Reckgrad von 0,15 auf das Doppelte. Der Anteil der Alterung daran beträgt etwa ein Drittel. Die Zugfestigkeit wird nicht in gleich starkem Maße angehoben, doch ist bei ihr der Anteil der Alterung größer (mehr als die Hälfte).

3. Untersuchung von Schweißverbindungen an kaltgereckten Stählen

Durch die folgenden Versuche sollte die Frage geklärt werden, wie der Zustand der erhöhten Festigkeit durch den Einfluß der Erwärmung beim Schweißen verändert wird. Der Untersuchung lagen zwei Stahlsorten mit den folgenden Analysen zugrunde:

Kennz.	Charg. Nr.	C	P	Mn	S	N
I	01 088	0,14	0,053	0,49	0,026	0,009
II	02 142	0,10	0,036	0,36	0,026	0,008

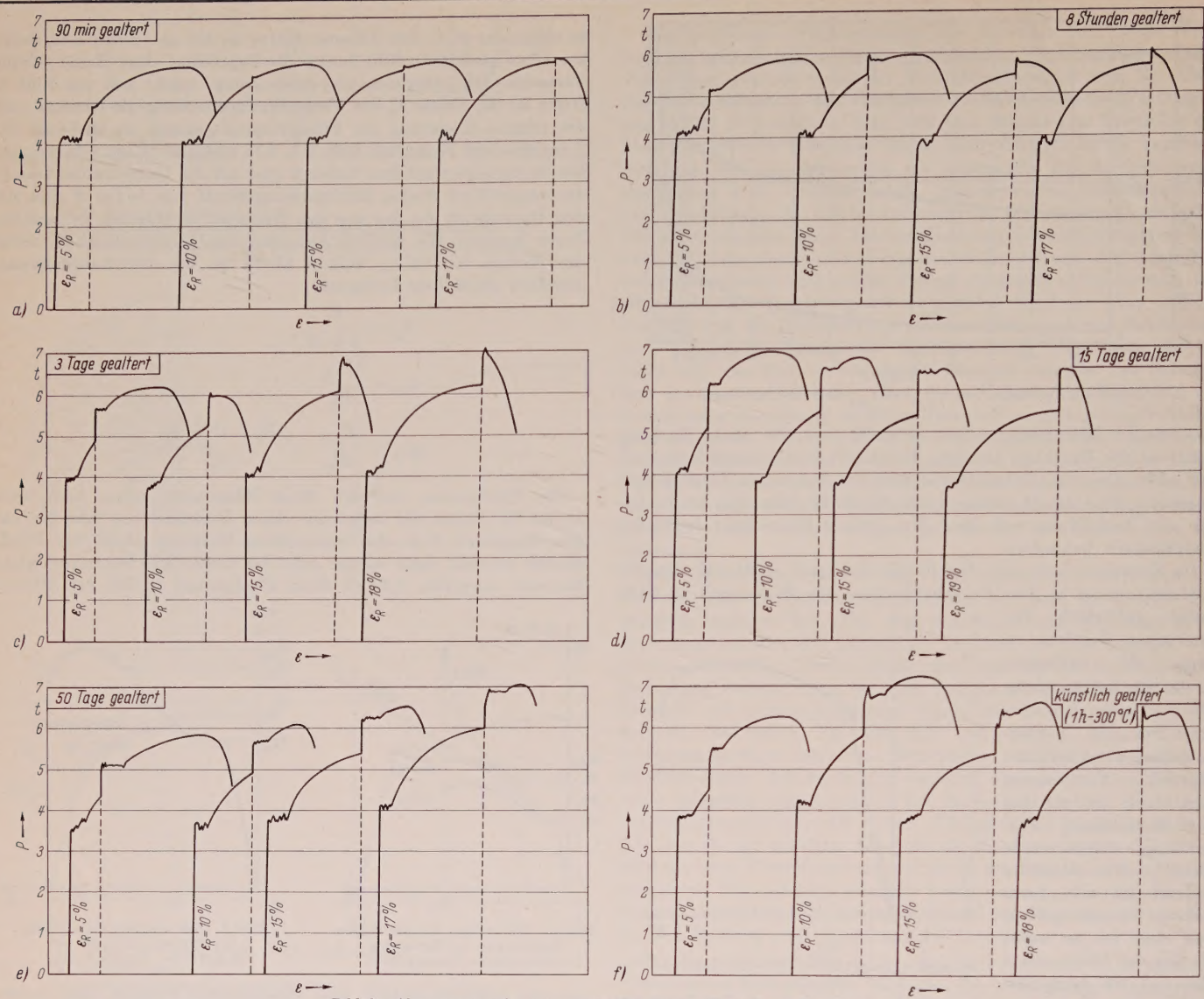


Bild 8. Alterungsversuche mit verschieden langer Versuchsunterbrechung

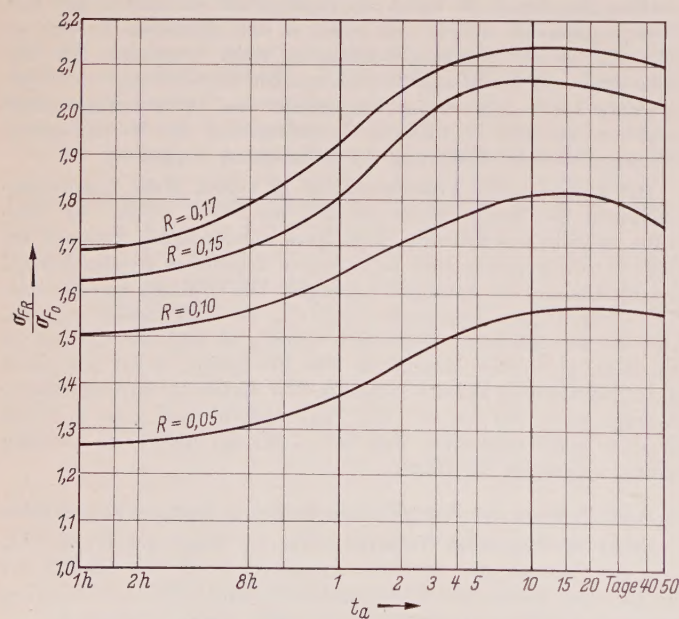


Bild 9. Ergebnisse der Alterungsversuche

Die Dicke der kaltprofilierten Bleche betrug beim Stahl I 4,25 mm, beim Stahl II 5,00 mm. Für die Schweißungen wurden 5 Elektrodenarten der Firma Messer verwandt. Sie sind mit ihren Festigkeitseigenschaften in der Tafel 1 zusammengestellt.

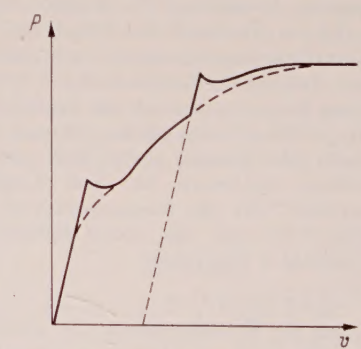


Bild 10. Der Alterungsvorgang an der Modellgruppe dargestellt

Tafel 1. Festigkeitswerte, Bruchdehnung, Kerbzähigkeit und Brinellhärte der Versuchselektroden

Name	Kennz.	σ_F kg/mm ²	σ_B kg/mm ²	$\delta_{(5)}$	A_K cmkg/cm ²	H B
Heima	H	37 – 41	45 – 48	27 – 31	10 – 13	160 – 170
Kalma	K	45 – 50	54 – 59	27 – 30	15 – 18	160 – 180
Omnia	O	45 – 50	56 – 60	25 – 30	9 – 13	160 – 180
Ultra	U	42 – 38	48 – 55	20 – 24	9 – 12	150 – 170
Welda	W	38 – 41	46 – 50	16 – 22	7 – 10	150 – 160

Bei den geschweißten Proben wurden außer der Elektrodenart die Anordnung der Schweißnähte und die Probenbreite variiert. Es wurden aufgelegte Längs- (L) und Quernähte (Q) und Stumpf-

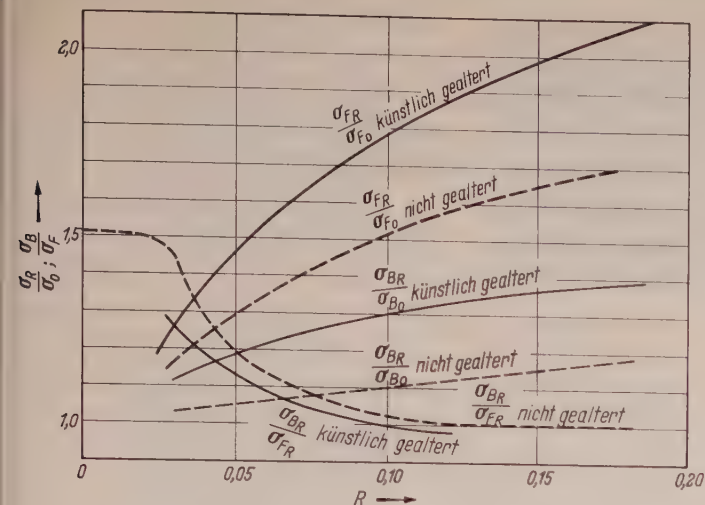


Bild 11. Ergebnisse der künstlichen Alterung

quernähte (S) in den Proben ausgeführt. Folgende Probenbreiten wurden untersucht: 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm, 80 mm. Die Nähte Q und S wurden vor dem Ausschneiden der Proben auf einem Blechstück von ungefähr 100×250 mm, die Längsnähte L auf die ausgeschnittenen Proben gelegt. Im ersten Fall war die Wärmeableitung sehr viel günstiger. Bei überschläglichen Messungen mit Thermochromstiften wurden Temperaturen über 500°C nur in einem Bereich von weniger als 10 mm Entfernung von der Naht festgestellt. Wie sich an den Ergebnissen zeigt, wird durch die große Abkühlungsgeschwindigkeit eine Abschreckwirkung hervorgerufen und außerdem wird durch das starke Wärmegefälle infolge hoher Eigenspannungen plastische Verformung der Nahtrandzone eintreten, wodurch ein Festigkeitsabfall zum Teil wieder ausgeglichen werden kann.

Der alleinige Wärmeeinfluß ohne diese Begleiterscheinungen wurde durch Glühen der Proben II 10.400 — II 10.950 untersucht. Die Glühdauer betrug 30 Minuten mit anschließender Luftabkühlung. Es wurde bei Temperaturen zwischen 400 und 950°C geätzt. Die Änderung der Festigkeitswerte ist in Bild 12 dargestellt. Der

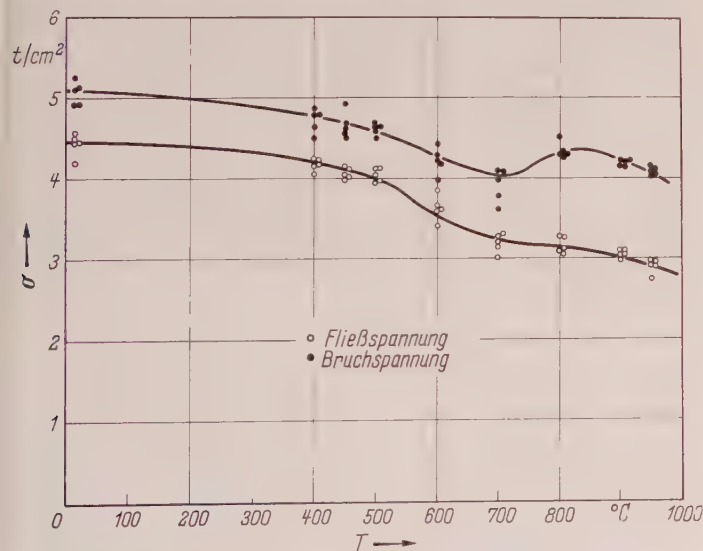


Bild 12. Einfluß der Glühtemperatur auf die Festigkeitseigenschaften

stärkste Abfall liegt im Bereich zwischen 500°C und 700°C ; das Streckgrenzenverhältnis ändert sich bis 700°C kaum, nimmt aber dann bis 950°C stark zu. Die Werte bei 950°C liegen noch etwa 10 bis 15 % über den Werten des ungereckten Stahls St 37, und zwar vermutlich deshalb, weil bei den dünnen Blechen die Abkühlungsgeschwindigkeit auch bei Luftabkühlung noch zu groß ist. Der durch die Schweißerwärmung verursachte Festigkeitsabfall mußte erwartungsgemäß in der Nahtrandzone am stärksten sein. An dieser Stelle setzt jedoch die Quernaht der Einschnürung einen stärkeren Widerstand entgegen, als ihn die Querschnitte in größerer Ent-

fernung von der Schweißnaht aufbringen können. Diese Erscheinung führte dazu, daß der Bruch um so weiter von der Schweißnaht entfernt auftrat, je breiter die Proben waren. Bei den 25 mm-Proben lag er im Mittel 50 mm von der Naht entfernt (Bild 13), bei den 10 mm-Proben meist in der Nahtrandzone. Der Bruchlastabfall bei den schmalen Proben mit Einschnürmöglichkeit im Einflußgebiet der Schweißwärme war aber ebenso unbedeutend wie



Bild 13. Lage der Bruchstelle bei den 25 mm breiten Proben mit aufgelegter Quernaht

bei den breiten Proben. Die Ergebnisse zeigt Bild 14. Brüche in der Naht traten nur bei fehlerhafter Ausführung der einseitig gelegten Stumpfnähte auf. Bei beiderseits geschweißten Stumpfnähten lag der Bruch stets im Werkstoff. Dadurch schaltet ein Einfluß des Elektrodenwerkstoffes auf die Bruchlast bis auf eine Ausnahme aus. Bei der Elektrode „Heima“ (H) zeigten sich im allgemeinen die Brüche in der Naht. Diese Proben hielten durchweg nicht die vorgesehene Last. Die anderen Elektroden hätten nur noch wegen der unterschiedlichen, zum einwandfreien Schweißen erforderlichen Stromstärke mit ihrer ungleich großen Wärmeentwicklung die Fließ- und Bruchlast der Proben beeinflussen können. Die Unterschiede liegen aber innerhalb des normalen Streubereichs gleichartiger Proben (Bild 15), so daß man wohl je nach der Nahtlage und Nahtart die hierfür geeignete Elektrode wählen kann, ohne einen Nachteil für die Festigkeitseigenschaften befürchten zu müssen.

Gefügeuntersuchungen in der Umgebung der Schweißnaht zeigen das geringe Einflußgebiet der Schweißwärme. In Bild 16 a finden wir das normale Gefüge des kaltgereckten Materials. Die Perlitauflösung beginnt in etwa 7 mm Entfernung von der Mitte der Schweißnaht (Bild 16 b). Nach der Schweißnaht hin breitet sich dann ein feinkörniges Gefüge aus (Bild 16 c) bis zum Übergang in den Elektrodenwerkstoff (Bild 16 d).

An der Grenze zwischen den beiden Werkstoffen ist eine Häufung von feinen Einschlüssen festzustellen. Das Gefüge des Elektrodenwerkstoffes zeigt in der zuletzt gelegten Naht (Bild 16 e) gußartiges Gefüge, während die zuerst gelegte Naht (Bild 16 f), durch die Wärmeeinwirkung der zweiten Naht normalisiert, feinkörniges Gefüge angenommen hat.

4. Plastizitätsversuche

Im Zusammenhang mit der Verwendung von kaltgerecktem Stahl stellt sich immer wieder die Frage, inwieweit die Möglichkeit sicherheits erhöhender Spannungumlagerungen an statisch unbestimmten

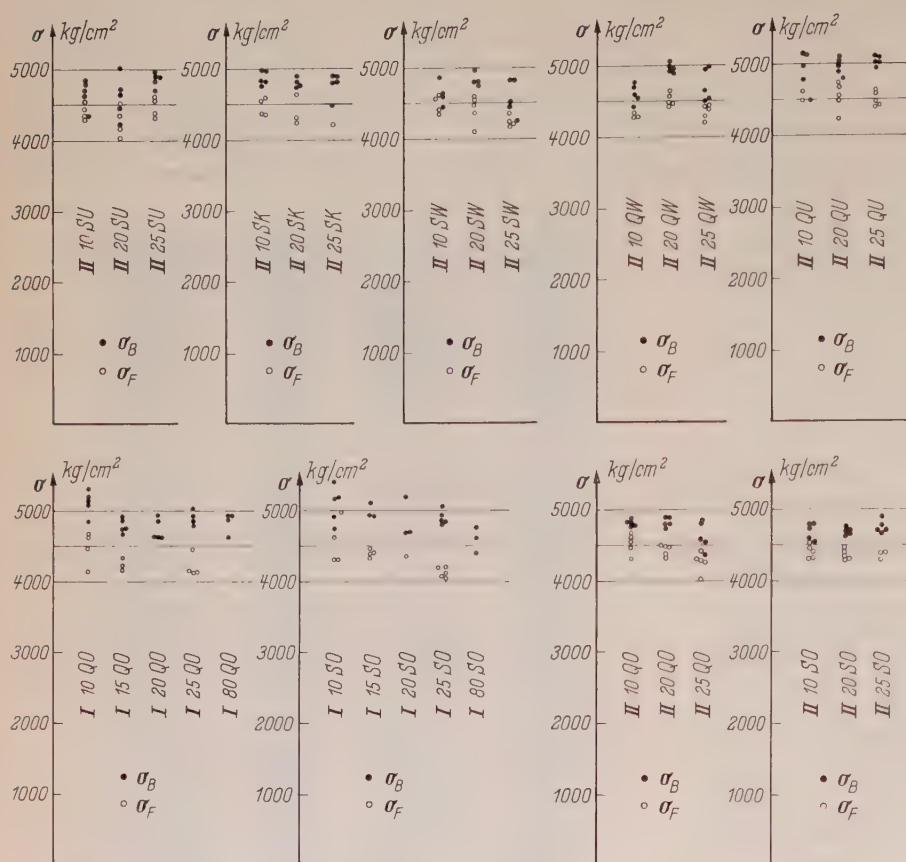


Bild 14. Vergleich verschiedener Probenbreiten. Die Entfernung des Bruches von der Schweißnaht war im wesentlichen eine Frage der Probenbreite. Ein Abfall der Versuchslasten durch Brüche in der Nahtzone (10 mm-Proben) kann nicht festgestellt werden. Bei den Proben IQO und ISO ist es eher umgekehrt



Bild 15. Vergleich verschiedener Elektrodenarten

Tragwerken nach der Belastung über die Elastizitätsgrenze hinaus auch für Werkstoffe mit verkümmerter Fließgrenze gegeben ist. Das weitverbreitete Vorurteil, daß allein dem Fließbereich diese Wirkung zuzuschreiben ist, muß bei dieser Fragestellung überprüft werden. Die Tatsache, daß viele Plastizierungsvorgänge, wie sie infolge Biegung und Normalkraft in Traglastversuchen mit normalen Baustählen beobachtet werden können, sich bis zu sehr großen Verformungen immer noch im Fließbereich abspielen, hat sicher ihren Teil zur Stützung dieser Meinung beigetragen. Sie hat auch die Annahme des für Plastizitätsrechnungen sehr vorteilhaften „ideal - elastisch - ideal - plastischen Spannungsdehnungsdiagramms“ gerechtfertigt. Doch schon die Beobachtung von Plastizierungsvorgängen an Kerben läßt Zweifel aufkommen. Hier muß ein viel größerer Teil des plastischen Bereiches durchlaufen werden, wenn einschneidende Spannungsumlagerungen hervorgerufen werden sollen. Die Verformungen gehen hier manchmal sogar weit über die Einschnürdehnung hinaus. Wenn aber qualitativ kein Unterschied darin besteht, ob die Spannungsumlagerung ausschließlich im Fließ-

bereich oder auch im sogenannten Verfestigungsbereich vor sich geht, so muß eher der letztgenannte Fall wünschenswert sein, weil er durch die bessere Ausnutzung des Tragvermögens eine zusätzliche Erhöhung der ertragbaren Last bringt.

Ein bekanntes Beispiel für die Änderung der Spannungsverteilung durch bleibende Verformungen ist das „Hineinplastizieren“ in den Querschnitt bei durch Biegemomente beanspruchten Trägern. Die anfangs lineare Verteilung mit dem Nulldurchgang im Schwerpunkt erhält beim Erreichen der Fließgrenze in den Randfasern und bei Annahme eines ideal-elastisch-ideal-plastischen Spannungsdehnungsdiagramms einen vom Rand her nach innen vordringenden konstanten Anteil von der Höhe der Fließspannung, der im Zusammenwirken mit dem immer kleiner werdenden linearen elastischen Teil und in Abhängigkeit von der Querschnittsform die bekannten Rinagl'schen Verformungskurven ergibt.

Im folgenden Abschnitt werden Versuche beschrieben, die das Verhalten bei Biege- und Biegedruckbeanspruchung zeigen.

4.1 Biegung ohne Längskraft

Diese Versuche wurden an Hohlflanschprofilen durchgeführt, die im Walzprozeß aus einem Rohrquerschnitt kalt profiliert wurden. Da es sich hierbei um mehrachsige Reckungen und Stauchungen handelt, ist der Reckgrad nicht genau anzugeben. Zum Vergleich mit dem Ausgangswerkstoff wurde ein Teil der Träger eine Stunde auf 780°C erwärmt und anschließend langsam abgekühlt.

Fließ- und Bruchspannungen wurden an verschiedenen Stellen des Querschnitts im ausgeglühten und im nicht ausgeglühten Zustand festgestellt. Die Ergebnisse zeigt Bild 17. Bild 18 gibt die Verformungscharakteristik im Zugversuch an. Bei Annahme einer bleibenden Dehnung von etwa 2–3% bleibt die Spannung der ausgeglühten Probe noch etwa an der Fließgrenze, während sie beim nicht ausgeglühten Material schon annähernd die Bruchspannung erreicht hat. Bei Dehnungen dieser Größe sind die Verformungen am Tragwerk schon sehr groß. Im Versuch wurden die Träger aus dem Hohlflanschprofil auf 2 Stützen statisch bestimmt gelagert und in Feldmitte mit einer Einzellast belastet. Bei einer Stützweite von 1,40 m ergaben sich für den ausgeglühten und den nicht ausgeglühten Träger die in Bild 19 dargestellten Traglastkurven. Die Traglast des nicht ausgeglühten Trägers beträgt etwa das Dreifache von der des ausgeglühten Trägers. Sie wird auch erst bei sehr viel größeren Verformungen erreicht.

4.2 Außermittiger Druck

Bei dieser erstaunlichen Vergrößerung des ertragbaren Biegemomentes durch die Kaltverformung stellt sich sofort die Frage nach dem Stabilitätsverhalten. Die meisten Stabilitätserscheinungen haben, sobald der Werkstoff über die Fließgrenze hinaus belastet wird, den Charakter von Durchschlagproblemen. Das ertragbare Biegemoment, z. B. beim Knicken, nähert sich mit zunehmender Durchplastizierung des Querschnitts einem Grenzwert, über den hinaus es erst wieder anwachsen kann, wenn der Verfestigungsbereich angesprochen wird. Bis dahin hat aber die Kraftverformungslinie längst ihren Höchstpunkt durchlaufen, weil mit wachsender Verformung bei gleichbleibendem Biegemoment die Druckkraft P wieder abnehmen muß, so daß der Verfestigungseffekt auf die Traglast keinen Einfluß hat, sondern sich nur auf den abfallenden Ast der Kurve auswirken kann. Auch beim gewöhnlichen Biegeversuch treten nach dem Überschreiten der Fließgrenze seitliche Instabilitäten auf, die die Ausnutzung des Verfestigungseffektes verhindern. In Bild 20 sind die exzentrische Druckkraft P und die Spannung in der Randfaser σ_r in Abhängigkeit von der Dehnung der Randfaser ϵ_r für einen Werkstoff mit Fließbereich schematisch aufgetragen. Bild 21 gibt die gleiche Darstellung für einen Werk-

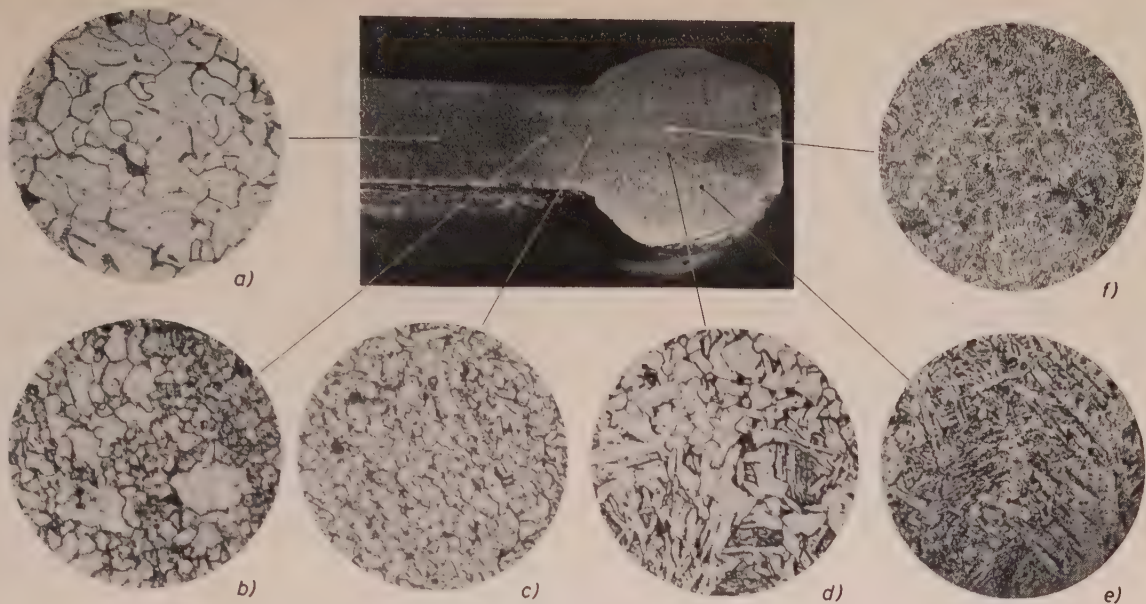


Bild 16. Untersuchung des Einflußgebietes der Schweißwärme

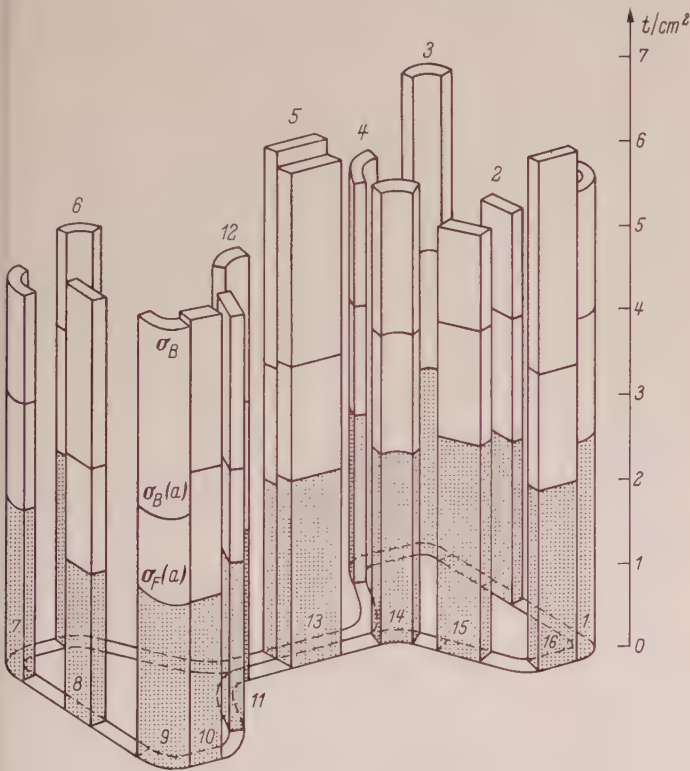


Bild 17. Festigkeitseigenschaften an den verschiedenen Querschnittsstellen

stoff ohne Fließbereich wieder. Im letzteren Falle hebt der sofort anschließende Verfestigungsbereich den Kulminationspunkt der Kurve nicht nur, sondern verschiebt ihn auch in Richtung größerer σ_r , womit eine zusätzliche Steigerung von σ_r erreicht wird.

Bei „verkümmertem“ Fließbereich des kaltgereckten Stahls wird man daher mit größerer Steigerung der Traglast rechnen können, als der Vergleich der Fließspannungen erwarten läßt.

Mit drei verschiedenen Außermittigkeiten $a_y \equiv 1,5; 3,0; 4,5$ cm Länge von 1,40 m mit den gleichen Querschnitten, wie sie für die Biegeversuche (Abschn. 4.1) verwandt worden waren, Knickversuche durchgeführt. Die Last wurde über Walzen eingeleitet, wodurch die Drehung der Endquerschnitte um die y-Achse („schwache“ Achse) verhindert war (Bild 22). Ausweichen rechtwinklig zur Momentenebene trat nur bei Nr.3 auf. Die Bilder 23, 24, 25 zeigen die Traglastkurven über der Verschiebung des Mittelquerschnitts jeweils für die ausgeglühten und die nicht ausgeglühten Stäbe. Die Trag-

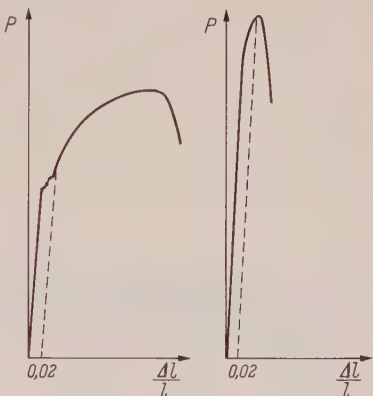


Bild 18. Spannungsdehnungs-Diagramm im ausgeglühten und im kaltgereckten Zustand

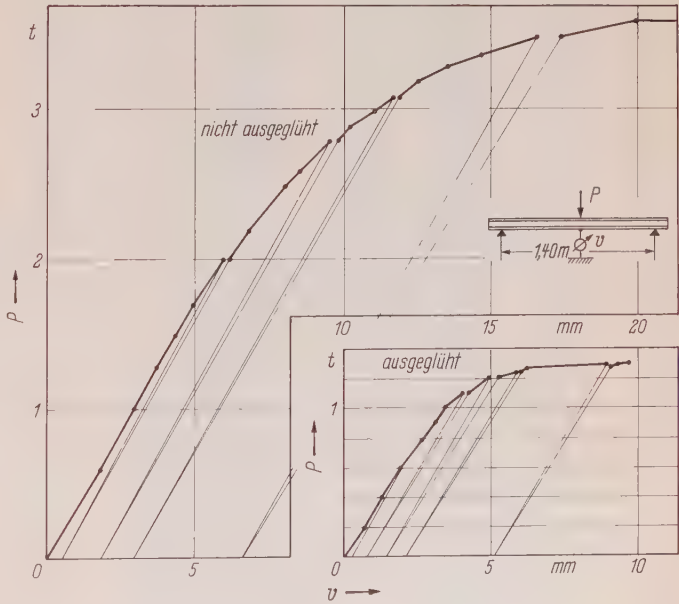


Bild 19. Last-Durchbiegungs-Bilder im Biegeversuch

lasten in Abhängigkeit von der Außermittigkeit des Kraftangriffs sind aus Bild 26 zu entnehmen.

5. Dauerfestigkeitsuntersuchungen

Die Dauerfestigkeit kaltgereckter Stähle ist in anderem Zusammenhang z. B. von Sander und Hempel [4] untersucht worden.

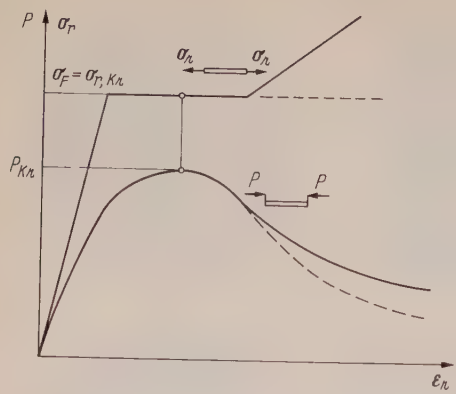


Bild 20. Verfestigung hat keinen Einfluß auf die Traglast

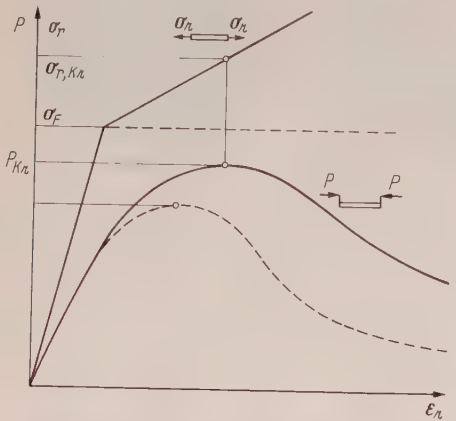


Bild 21. Verfestigung erhöht die Traglast

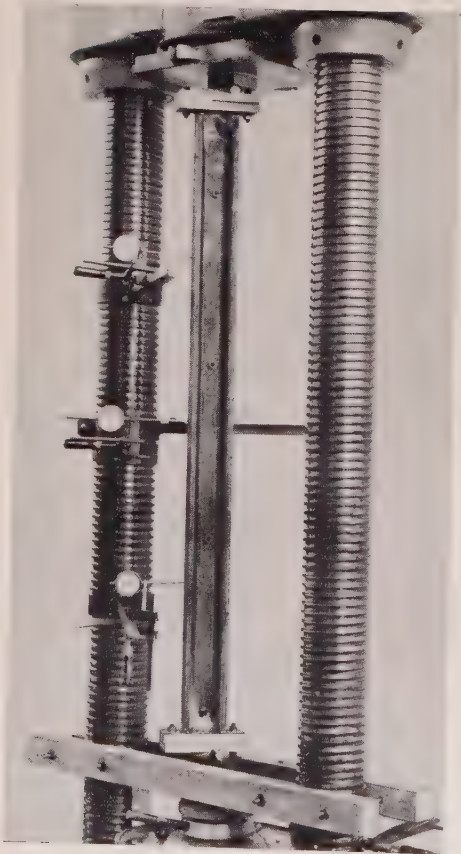


Bild 22. Versuchseinrichtung für außermittigen Druck

Bei diesen Versuchen stand der Einfluß verschiedener Reckgeschwindigkeiten im Vordergrund. Es zeigte sich, daß die Wechsel-
festigkeit mit dem Reckgrad sehr stark anstieg.

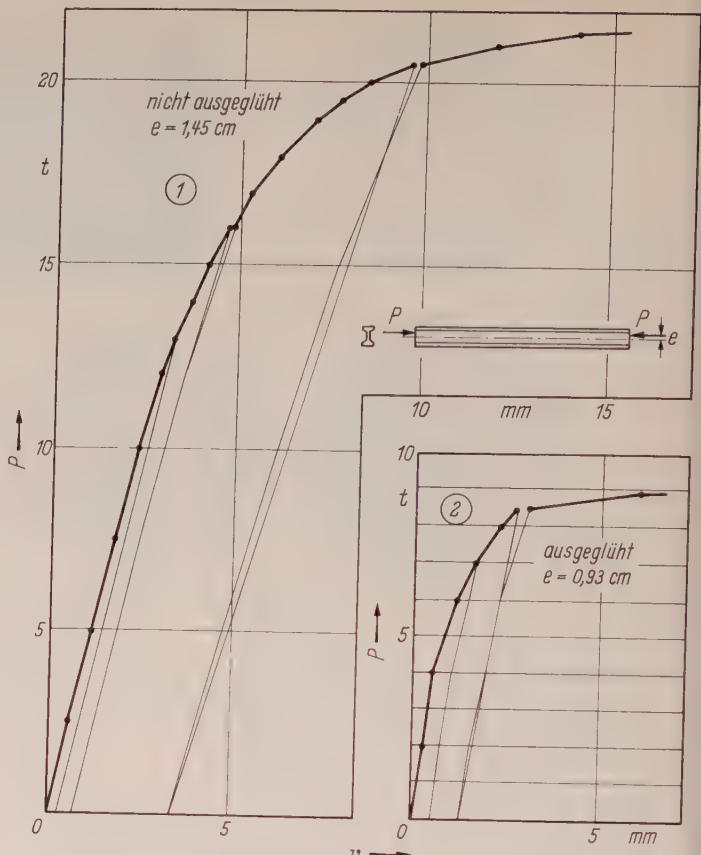


Bild 23. Traglastversuch mit kleiner Außermittigkeit

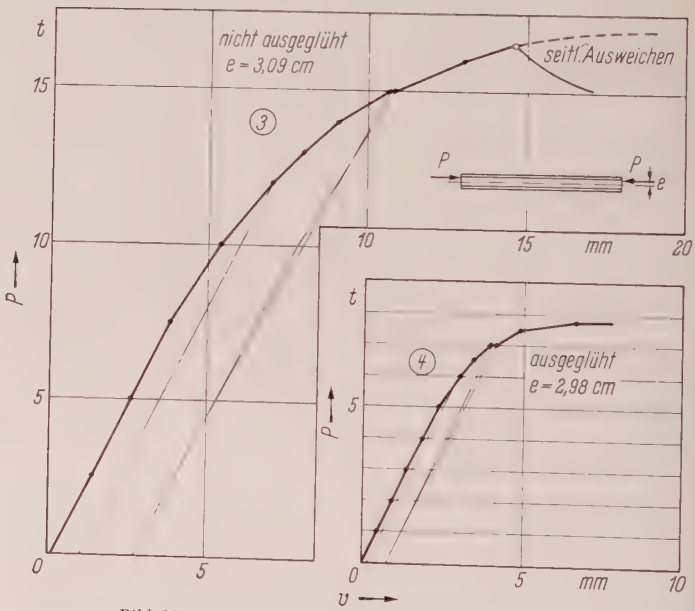


Bild 24. Traglastversuch mit mittlerer Außermittigkeit

Wenn auch kaltgerechte Stähle bisher für Bauteile, die wechselnder Beanspruchung unterliegen, kaum in Frage kommen, weil die Profildicke aus Gründen der Kaltwalztechnik noch ziemlich begrenzt ist, so ist dieses Ergebnis doch recht interessant, weil in fast jedem Tragwerk an ganz bestimmten Stellen schon unter der Gebrauchslast als Folge von Zwängungs- oder Eigenspannungen örtlich begrenzte plastische Verformungen auftreten. Da die Ermüdungsbrüche in der Regel an den Stellen starker Spannungskonzentration ihren Ursprung haben, so kann man daraus folgern, daß in vielen Fällen die Dauerfestigkeit des kaltverformten Materials für die Tragsicherheit maßgebend ist.

Die folgenden Versuche wurden mit unberuhigtem Thomasstahl St 37 mit der Analyse C : 0,07, Si : 0,06, Mn : 0,46, P : 0,058, S : 0,023, N : 0,012 durchgeführt. Er wurde von der Herstellung

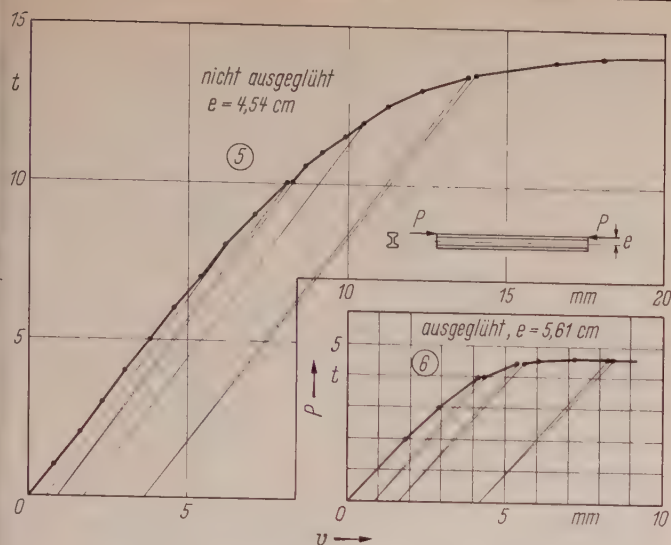


Bild 25. Traglastversuch mit größerer Außermittigkeit

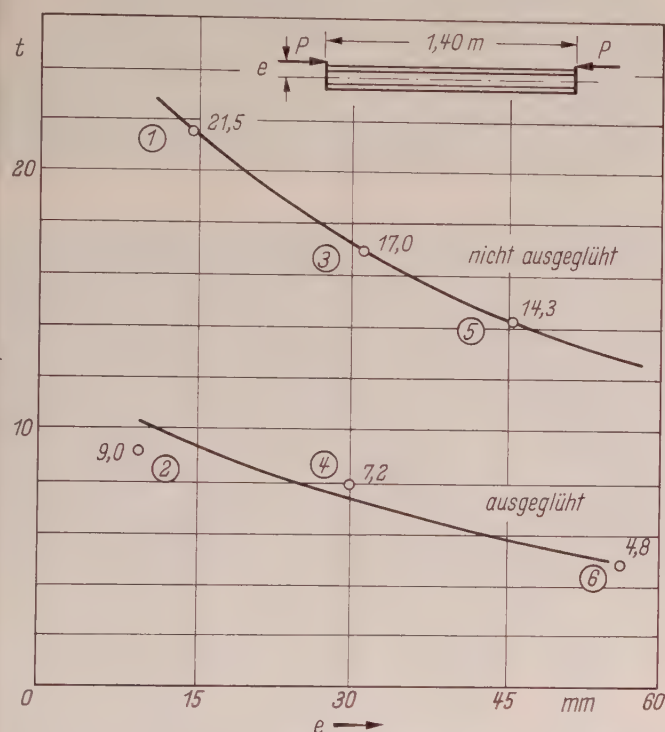


Bild 26. Zusammenstellung der Traglasten in Abhängigkeit von der Außermittigkeit. Die wirkliche Außermittigkeit wurde aus dem elastischen Teil der Kraft-Verformungskurven bestimmt

der Probekörper gereckt und durch einstündiges Anlassen auf 300°C künstlich gealtert. Bei Biegeversuchen mittels Umwulterregung ergaben sich an 5 % und 10 % gereckten Proben keine Abweichungen, die aus dem Streubereich der ungereckten Proben herausgefallen wären. Die Dauerfestigkeit für $2 \cdot 10^6$ Lastspiele lag bei 1700 kg/cm^2 . Die Probenform ist aus Bild 27 zu entnehmen.

Außerdem wurden noch Zug-Druck-Versuche auf einem 20 t-Pulsator, Bauart Schenck, durchgeführt. Die Probenform (Loch-

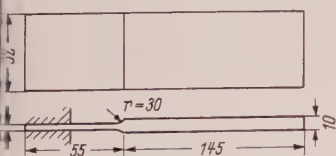


Bild 27.

Probenform für Biegeversuche

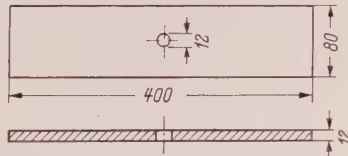


Bild 28.

Probenform für Zug-Druck-Versuche

stäbe) zeigt Bild 28. Die Ergebnisse der Versuche sind in den sechs Wöhlerlinien Bild 29 und 30 für $\kappa = 0$ und $\kappa = -1$ angegeben. Es zeigt sich eine deutliche Anhebung der Dauerfestigkeit durch das

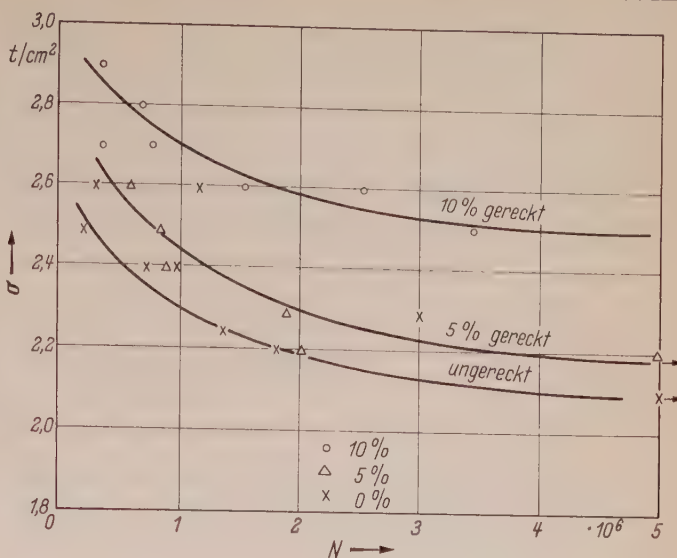


Bild 29. Ergebnisse der Zug-Druck-Versuche für $\kappa = 0$

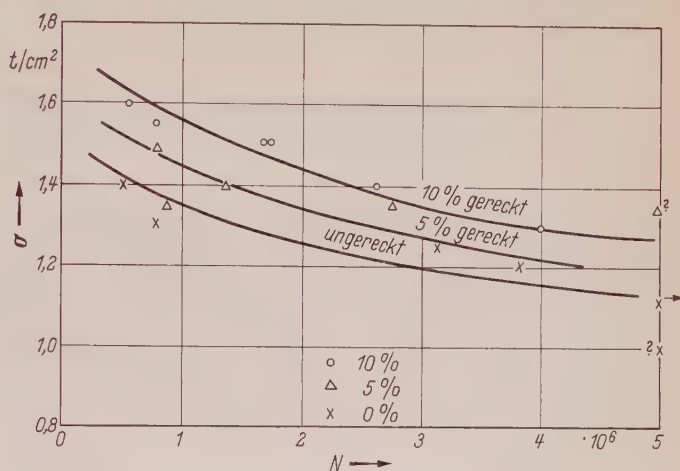


Bild 30. Ergebnisse der Zug-Druck-Versuche für $\kappa = -1$

Kaltrecken, sowohl für $\kappa = -1$ als auch für $\kappa = 0$. Für 10 % gerecktes Material lag die Dauerfestigkeit für $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspiele etwa 15 % über der des ungereckten Materials. Diese Versuche liegen etwas über den Ergebnissen, die von Dylag und Orlos [5] erhalten wurden.

6. Zusammenfassung

An Hand eines Modells mit gleichartigem Verformungsverhalten wurden die Vorgänge bei der Kaltverformung getrennt nach den Einflüssen der Spannungsverfestigung und der Rekalterung beschrieben. Der beachtliche Anteil der Alterung an der Erhöhung der Fließspannung konnte an Zugversuchen mit verschieden langer Dauer der Versuchsunterbrechung aufgezeigt werden.

Die Wirkung der Schweißwärme auf die Festigkeitseigenschaften wurde an einer großen Anzahl von Proben mit verschiedener Breite, Nahtform und Elektrodenwerkstoff untersucht. Ein spürbarer Abfall der Fließspannung konnte nicht festgestellt werden. Die vermutlichen Gründe dafür wurden angegeben.

Bei bestimmten Beanspruchungsarten können nach dem Überschreiten der Fließgrenze durch Spannungsumlagerungen Tragreserven aktiviert werden (Plastizitätstheorie). Wie sich das Fehlen eines ausgeprägten Fließbereiches auf die Tragreserve auswirkt, konnte an Biege- und Knickversuchen gezeigt werden. Die große Überlegenheit des kaltgereckten Stahls bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen trat klar zu Tage.

Auch die Dauerversuche zeigten ein leichtes Ansteigen der Dauerfestigkeit durch das Kaltrecken. Für diese Versuche konnten nur selbstgereckte Stähle verwendet werden, weil die Proben aus abgekanteten Profilen zu kleine Querschnitte ergeben hätten. Es ist

aber wichtig, daß diese Versuche, sobald die Möglichkeit besteht, mit kleinerem Lastbereich genügend genau zu fahren, nachgeholt werden.

Schrifttum

- [1] Nehl, F.: Aus der Walzhitze abgeschreckter unlegierter Bau-Stahl St 52. Stahl und Eisen 69 (1949) H. 6, S. 186/94.
- [2] Dick, W.: Eigenschaften kohlenstoffarmer unberuhigter Thomasstähle nach Wasserhärtung aus der Walzhitze. Stahl und Eisen 73 (1953) H. 15, S. 954/66.
- [3] Kösters, F.: Betriebsmäßiges Abschrecken von Thomasstahl aus der Walzhitze. Stahl und Eisen 73 (1953) H. 21, S. 1343/49.

- [4] Sander, H. und Hempel, M.: Zug-Druck-Wechselstabilität und Eigenschaftsänderung von Stählen nach Kaltverformung und unterschiedlicher Geschwindigkeit. Archiv für das Eisenhüttenwesen 23 (1952) H. 7/8, S. 299/320.
- [5] Dylag, Z. und Orlos, Z.: Einfluß der Vorverformung auf die Ermüdung des Materials. Schlußbericht Stahlbau-Tagung der Techn. Hochschule Dresden, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin.
- [6] Klöppel, K.: Über zulässige Spannungen im Stahlbau. Veröffentlichung des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 6, Stahlbau-Verlags GmbH, Köln 1958.
- [7] Freudenthal, A. M.: Inelastisches Verhalten von Werkstoffen, VEB-Verlag Technik, Berlin, 1955.

Die Straßenbrücke über den Mersey bei Runcorn

Von Dr.-Ing. H. Gottfeldt, Wembley

DK 624.6.014.2 — 624.3

In einer Beschreibung der neuen Straßenbrücke über den Firth of Forth¹⁾ war auf die Schwierigkeiten hingewiesen worden, die die zahlreichen tiefen Meereseinschnitte dem Verkehr in Großbritannien bieten.

Ein weiterer solcher Einschnitt wird von der Mündung des Mersey an der Westküste Englands, bei Liverpool, gebildet, wo Straßen-

Telford, einer der bekanntesten, um 1820 einen eingehenden Entwurf für eine Kettenhängebrücke von 300 m Stützweite mit einer Fahrbahn von 6 m Breite und 21 m Durchfahrthöhe vorlegte.

Es sollten aber noch über achtzig Jahre vergehen, bis im Jahre 1905 eine Straßenverbindung dem Verkehr übergeben wurde — und dann war es in der Tat eine Hängebrücke, wenn auch nicht wie von

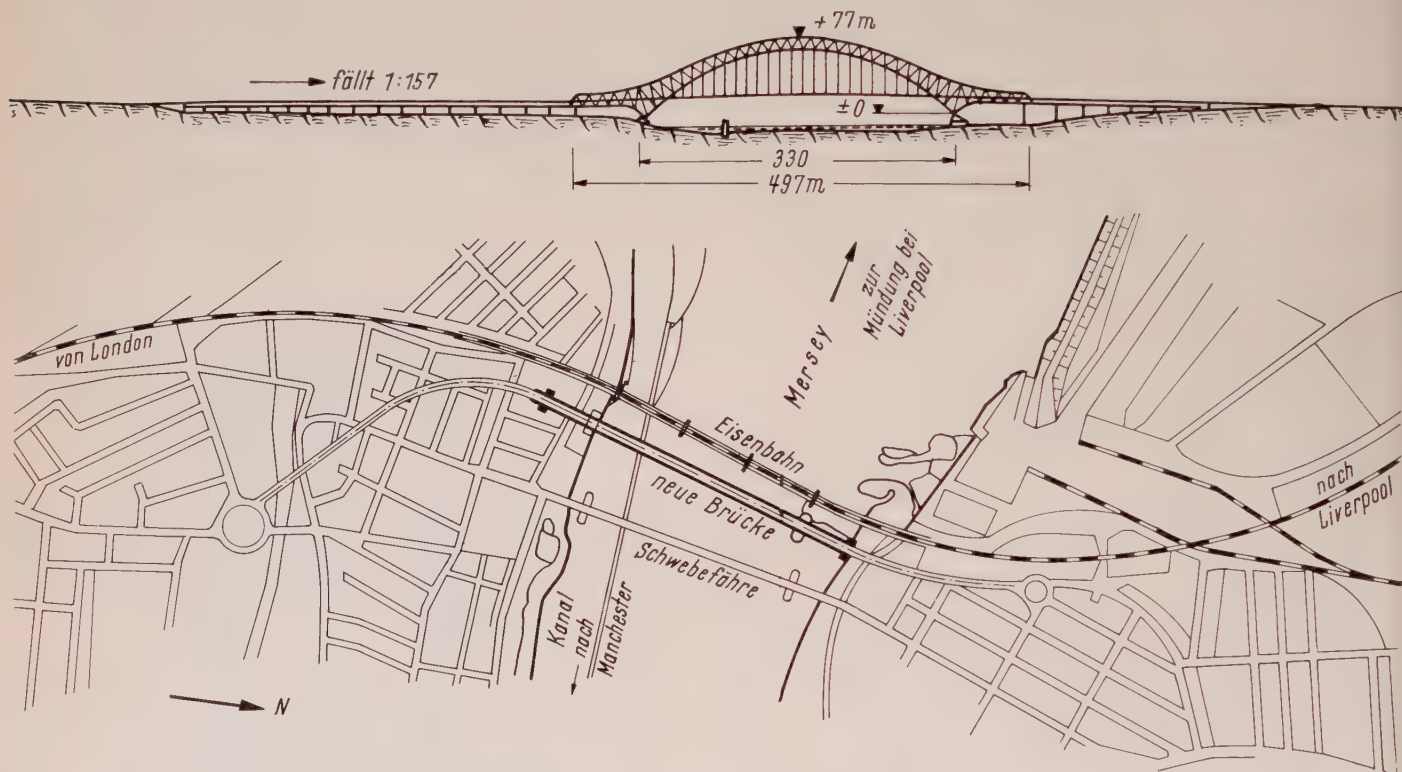


Bild 1. Allgemeiner Lageplan und Ansicht der Runcorn-Widnes-Brücke

und Eisenbahntunnel den Verkehr vermitteln; aber auch weiter stromaufwärts behindert der Fluß die Zufahrt von Süden und Westen nach dieser wichtigen Hafenstadt.

Auch hier wieder hatte die Eisenbahn schon im Jahre 1868 das Hindernis mit einer schweißeisernen Brücke von drei Hauptöffnungen überwunden; die Hauptträger dieser Brücke sind engmaschige Fachwerkträger mit parallelen Gurten und einer Stützweite von 100 m. Wie aus dem Lageplan (Bild 1) zu ersehen ist, überspannt die Brücke nicht nur den Fluß, sondern auch den hier danebenverlaufenden Manchester Schiffskanal, der seegehenden Schiffen bis zu 12 000 Tonnen die Zufahrt zu dieser weit im Inneren liegenden Handelsstadt ermöglicht.

Andererseits war aber die Notwendigkeit einer Straßenbrücke an dieser Stelle schon vor dem Bau der Eisenbahnbrücke erkannt worden, und es ist bezeichnend für den Mut — vielleicht sollte man sagen, Wagemut — der frühesten britischen Brückenbauer, daß

Telford vorgeschlagen, sondern in der Form einer weit weniger leistungsfähigen Schwebefähre.

Bild 2 zeigt im Hintergrund die Schwebefähre. Die Plattform hängt mittels Stahlkabeln an dem hochliegenden Versteifungsträger und kann, nach zeitgenössischen Berichten, vier zweispännige vollbeladene Bauernwagen und 300 Fußgänger aufnehmen — es gab damals leider keinen Telford, der die Entwicklung des Kraftwagenverkehrs hätte voraussehen können. Mit ihrer Spannweite von 350 m ist die Brücke aber immerhin ein beachtenswertes Bauwerk, das mit drei Überfahrten pro Stunde den Verkehr für viele Jahre hinreichend bewältigte.

Nach etwa 50 Jahren wurde es aber klar, daß die Leistungsfähigkeit und die Lebensdauer der Brücke trotz wiederholter Reparaturen ihrem Ende entgegengingen, und Entwürfe für eine neue Brücke wurden daher vorbereitet.

In Anbetracht der bestehenden Eisenbahnbrücke, mit ihren Strompeilern, könnte man glauben, daß eine Straßenbrücke in ähnlicher Weise, mit verhältnismäßig kleinen Stützweiten, errichtet werden

¹⁾ Gottfeldt, H. Die neue Brücke über den Firth of Forth. Stahlbau 27 (1958) H. 7 S. 190.



Bild 2. Auflagergelenk, im Hintergrund die alte Widnes-Runcorn-Transporter-Brücke

Die Stoßschwingungen verringerten sich, wenn die beiden Modelle näher zusammengedrückt wurden. Da der Einfluß bei sehr großem Abstand verschwinden muß, scheint es also, daß es in einem solchen Fall einen versuchsmäßig feststellbaren ungünstigsten Abstand gibt, für den der schädliche Einfluß der einen Brücke auf die andere einen Größtwert erreicht. Die Versuche wurden übrigens mit einem verhältnismäßig schmalen Modell durchgeführt, da man mit dem Gedanken spielte, die Brücke erst später mittels einer zweiten Hängebrücke — oder selbst mittels einer Brücke mit drei Hauptträgern — auf ihre volle Breite auszubauen.

In Anbetracht aller dieser Umstände fiel die Wahl daher schließlich auf die Bogenbrücke, die nun ihrer Vollendung entgegengeht und in Kürze dem Verkehr übergeben werden soll.

Bild 3 zeigt ein Modellbild der neuen Brücke. Die Spannweite beträgt 330 m und wird nur von der Sydney Harbour Brücke in Australien mit 503 m und der Kill van Kull Brücke in den Vereinigten Staaten mit 504 m übertroffen. Die Seitenöffnungen von 76,25 m Spannweite sind durchlaufend mit dem Bogen verbunden und kragen noch über die stählernen Endstützen aus; die Gesamtlänge der Stahlbrücke beträgt daher 497 m. Hieran schließen sich ausgedehnte Zufahrtsrampen an, die im allgemeinen aus Stahlbeton mit beiderseitig ausgekragten Stützen in der Mittellinie der Rampen bestehen. Zwei größere Öffnungen sind von Stahlbrücken überbrückt, von denen die eine genietet, die andere geschweißt ist.

Die Hauptträger des neuen Bogens sind Fachwerkträger mit einer ungewöhnlichen, aber durchaus ansprechenden Führung der Füllstäbe über den Auflagern, wo der Hauptstab nach außen geneigt ist; mehrere der folgenden Stäbe haben die gleiche Neigung, bis die Ausfachung nach der Mitte zu, wo die Gurtungen auf konzentrischen

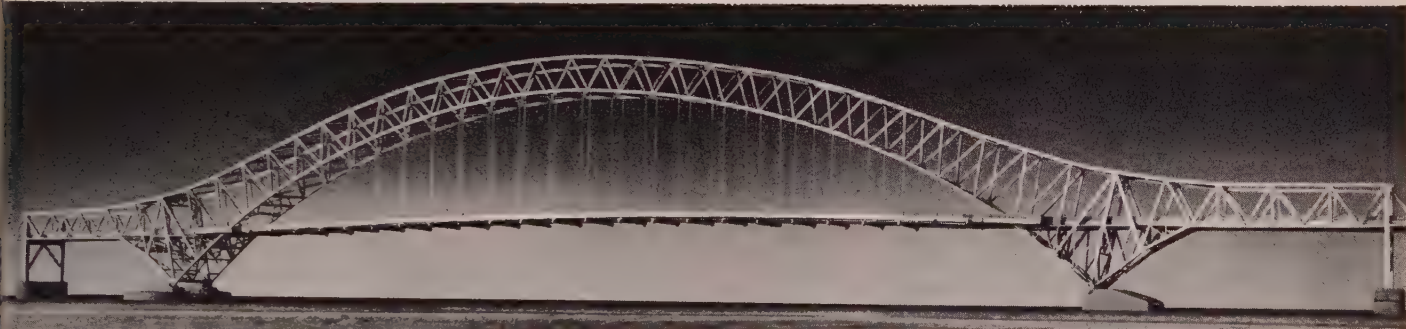


Bild 3. Modellaufnahme der Brücke

könnte. Hiergegen wurden aber Einwände von den Eigentümern des Schiffschiffskanals erhoben, die befürchteten, daß der Bau eines Pfeilers in unmittelbarer Nähe der Trennwand zwischen Fluß und Kanal schwerwiegende Folgen für diese Wand haben könnte und daher auf weitgehenden Schutzmaßnahmen bestanden. Die beratenden Ingenieure konnten diesen Einwand nicht anerkennen, kamen aber nach langwierigen Verhandlungen zu der Überzeugung, daß, im Vergleich mit den Baukosten und den laufenden Unterhaltungskosten der geforderten Maßnahmen, eine pfeilerlose Überbrückung das kleinere Übel darstellte.

Eine neue Schwebefähre wurde in Betracht gezogen, die den Vorteil gehabt hätte, daß sie keine kostspieligen Anrampungen erfordert; die Straßen in den Ortschaften auf beiden Seiten des Flusses sind aber schon heute dem Verkehr kaum noch gewachsen und zum Glück für die zukünftige Entwicklung wurde dieser Gedanke wieder aufgegeben.

Die Wahl bestand daher zwischen einer Hängebrücke und einer Bogenbrücke. Eingehende Windkanalversuche wurden durchgeführt, um das dynamische Verhalten einer Hängebrücke zu klären. Solche Versuche sind ja heutzutage nichts Neues mehr, die Verhältnisse lagen aber hier insofern einzigartig, als wohl keine andere Hängebrücke besteht, die eine engmaschige Fachwerkträgerbrücke zum Nachbarn hat.

Ein Modell der Eisenbahnbrücke wurde daher in die Versuche eingeschlossen, und es zeigte sich in der Tat, daß die Eisenbahnbrücke bei Windgeschwindigkeiten von etwa 100 km/Std. stoßweise Seitenschwingungen von etwa 12 bis 15 cm verursachen kann. Überdies wurde festgestellt, daß ein Zug auf der Brücke diese Schwingungen verdoppeln kann.

Kreisen liegen, fast unmerklich in annähernd gleichseitige Dreiecke übergeht. Die Scheithöhe des Bogens beträgt 77 m über den Auflagern, die Durchfahrts Höhe unter der Fahrbahn rund 24 m.

Die Füllstäbe haben offene doppelwandige Querschnitte, während die Gurtungen aus geschlossenen Kästen mit einem größten Querschnitt von 1935 cm² bestehen. Beide Gurtungen sind durch Windverbände verstrebt, und über den Auflagern liegen Windportale in der Ebene des Untergrundes und in der Ebene der zuvor beschriebenen geneigten Füllstäbe. Die Seitenöffnungen haben nur einen Verband unter der Fahrbahn.

Die Hauptträger mit ihren Verbänden sind genietet, aber die Fahrbahnträger sind bis auf einige wenige Baustellenverbindungen geschweißt. Die Anzahl der geschraubten Verbindungen ist gering, da die Längsträger auf den Querträgern aufliegen, wie aus dem typischen Querschnitt in Bild 4 zu ersehen ist.

Dies mag wie eine Verschwendung an Bauhöhe aussehen. Nachdem aber einmal die Entscheidung getroffen war, die Zufahrtsrampen von hochgelegenen Punkten über die bestehenden Straßen und Häuser hinwegzuführen, war die Bauhöhe nicht mehr kritisch. Tatsächlich hat die längere der beiden Rampen ein Gefälle nach der Brücke zu. Die Lage der Längsträger über den Querträgern vereinfacht natürlich die Konstruktion und den Bauvorgang; die Längsträger sind durchlaufend, und das ist hier besonders von Vorteil, weil der Querträgerabstand wegen der zuvor beschriebenen Anordnung der Hauptträgerfüllstäbe nicht gleichbleibend ist.

Die 10 m breite Fahrbahn mit den 1,83 m breiten Fußwegen hat reichlich Platz zwischen den Hauptträgern mit ihrem Abstand von 16,47 m. Die Querträger, in Abständen von etwa 10 bis 12 m, haben

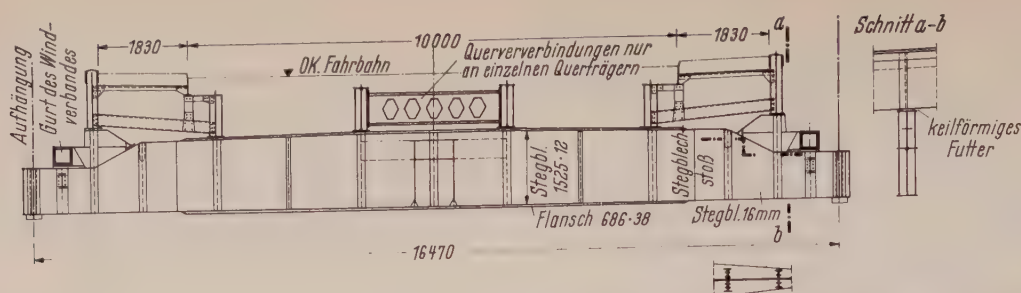


Bild 4. Brückenquerschnitt

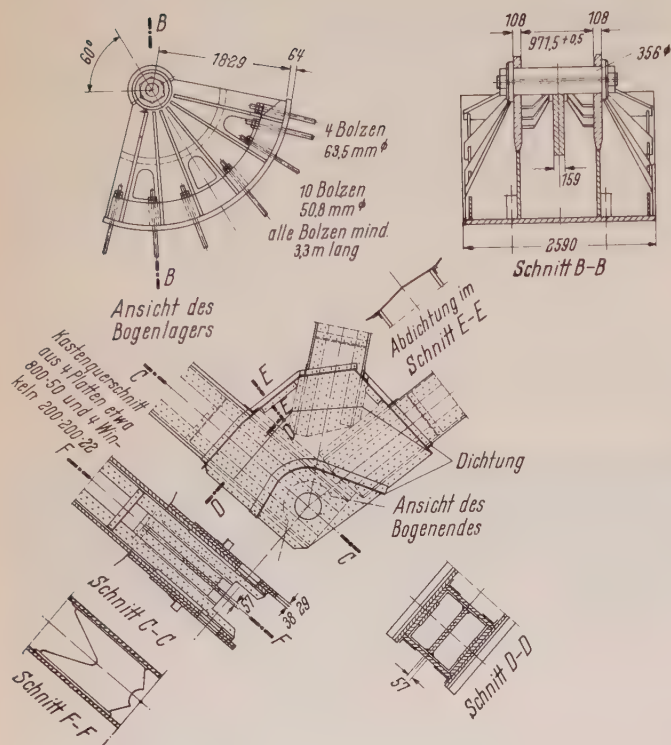


Bild 5. Einzelteile der Auflagergelenkausbildung



Bild 6. Montageaufnahme der Brücke

Stegbleche 1525×12 mm und Gurte aus Flachstahl 686×38 mm. An den Enden sind die Obergurte heruntergezogen, so daß die Gurtungen des Windverbandes ebenfalls durchlaufend ausgebildet werden konnten, wie aus Bild 4 zu ersehen ist. Die Querträger und die Fahrbahnträger sind aus hochwertigem Stahl, die Verbände und die Fußweglängsträger aus gewöhnlichem Baustahl. Die senkrechten Hänger bestehen aus Kabeln von etwa 75 mm Durchmesser. Die Fahrbahn wird von einer 5 cm dicken Asphaltdecke auf einer 19 cm dicken Stahlbetondecke gebildet, die über die vier Längsträger durchläuft. An den Enden befinden sich neuartige Ausdehnungsfugen in der Form von Gummipolstern. Es sind etwa 40 Gummistreifen von 24 mm Dicke zwischen senkrechten Stahlplatten 140×12 vorgesehen, die auf eng beieinanderliegenden Längsträgern von etwa 1550 mm Stützweite gleitend aufliegen. An die Oberkanten der Stahlplatten wurden Manganstahlstreifen 12×12 geschweißt, um die Abnutzung zu verringern. Die Polster wurden hydraulisch zusammengepreßt. Die errechnete Bewegung beträgt ± 107 mm von der Mittellage.

Bild 5 zeigt Einzelheiten der Gelenkausbildung am Auflager (siehe auch Bild 2). Man erkennt, daß das Auflager nicht ein Gußstück ist, sondern aus Platten zusammengeschweißt wurde. Hierfür wurde durchweg ein hochwertiger Stahl mit einem Höchstgehalt von 0,23% Kohlenstoff und einer Bruchgrenze von 56 bis 63 t/cm² verwendet. Nach dem Schweißen wurde das Lager zwecks Spannungsausgleichs auf etwa 600 bis 650°C erhitzt; auch der Gelenkbolzen aus schmiedbarem Stahl mit der gleichen Bruchgrenze wurde vergütet, nachdem die Bolzenöffnung von 50 mm Durchmesser gebohrt worden war. Das Spiel für diesen Bolzen liegt zwischen 0,025 und 0,075 mm.

Wärmebehandlung war übrigens auch für die geschweißten Fahrbahnträger vorgesehen, wo die Teile zu lang für die vorhandenen

Öfen waren wurden elektrische „Heizkissen“ benutzt, die von Schweißtransformatoren gespeist wurden. Die Temperatur wurde an zahlreichen elektrischen Fernthermometern abgelesen und der Strom entsprechend geregelt.

Die Montage der Brücke erfolgte in der üblichen Weise durch Auskragen von beiden Ufern, wie aus Bild 6 zu ersehen ist. Die Seitenöffnungen wurden zuerst errichtet, aber da das Stützmoment über den Auflagern während der Montage zu groß geworden wäre, wurde eine zusätzliche Kabelverankerung vorgesehen. Die äußeren Auflager der Seitenöffnungen wurden zunächst unter ihrer endgültigen Lage errichtet. Als die Bogenenden sich bis auf einige Zentimeter genähert hatten, wurden sie gehoben und der Bogen dadurch geschlossen. Zuvor berechnete Kräfte wurden mittels Druckwasserpressen in die Gurtungen des Bogens eingeführt.

Die Fundierung bot keine besonderen Schwierigkeiten, da die Widerlager auf Sandstein liegen. Der größte Auflagerdruck beträgt 3000 Tonnen unter einem Winkel von 50° von der Waagerechten. 5600 Tonnen Stahl wurden zu dem Bau der Brücke verwendet, wovon etwa die Hälfte hochwertiger Stahl ist.

Die beratenden Ingenieure waren Mott, Hay und Anderson, und die Ausführung lag in den Händen der Firma Dorman Long & Co. Ltd.²⁾

²⁾ Die beratenden Ingenieure und die ausführende Firma stellten liebenswürdigerweise die Unterlagen für diesen Bericht zur Verfügung.

Die Türme von Cadiz

Von Dr.-Ing. Alberto Toscano, Rom

DK 624.97.014.2 : 621.315.027.3

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 6/1961)

Die Stahlkonstruktion

1. Die Berechnung des Schaftes

In den meisten und wichtigsten Konstruktionselementen werden die zugelassenen Spannungen eher durch den Regel- als durch den Ausnahmefall erreicht, daher werden hier nur die Regelaussparungen angegeben. Die wichtigste Regelbelastung, der Winddruck auf die Stahlkonstruktionen, wurde mit großer Sorgfalt untersucht (Bild 20).

Für jede einzelne ausgesetzte Fläche ist der betreffende Schirmungsfaktor nach der Formel

$$P = p \cdot c_{w0} \cdot F \cdot \left(1 - \frac{E}{V}\right) \cdot \sin^3 \alpha$$

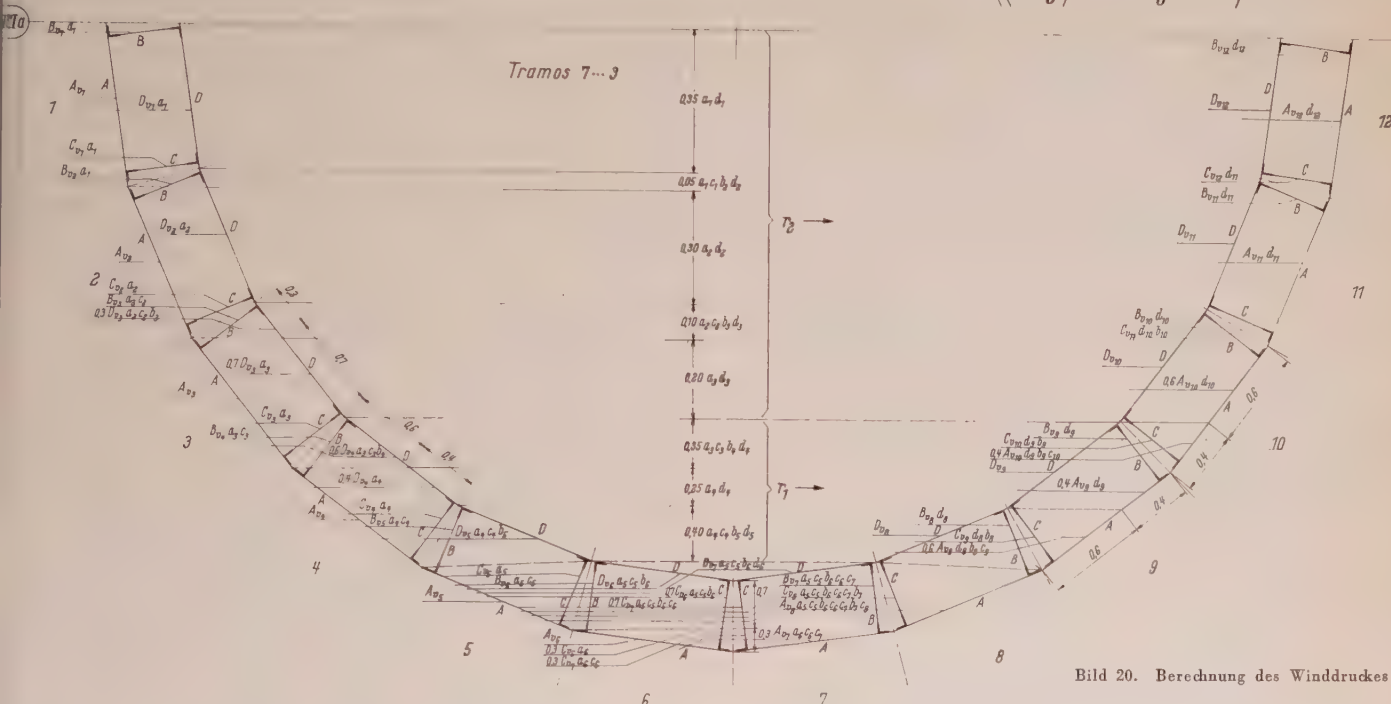


Bild 20. Berechnung des Winddruckes

berechnet worden, wobei $c_{w0} = 1$, $p = 125 \text{ kg/m}^2$, F die unter dem Winkel α ausgesetzte Fläche, E die effektive schirmende Fläche und V die entsprechende volle Fläche ist. Die großen Buchstaben (z. B.: A) stellen Flächen dar und die mit den Zeigern die entsprechenden virtuellen Flächen (z. B.: $A_{v1} = A \sin^2 \alpha_1$); die kleinen Buchstaben stellen die bei Wind durch die betreffenden Flächen verursachten Schirmungskoeffizienten (z. B.: $a_1 = \left(1 - \frac{A_{v1}}{V_{A1}}\right)$) dar.

Das elementare geodetische Strukturelement besteht aus einer durch Rippen versteiften Schale. Gegen den Druck oder Zug N reagiert das Strukturelement als ob es die virtuelle Dicke

$$\delta_N = \delta + \frac{n}{b} A + 2 \frac{n}{b} a \cos^3 \alpha$$

hätte; gegen den Schub T reagiert es nach der virtuellen Dicke

$$\delta_T = \delta + 2 \frac{n}{b} a \frac{E}{G} \sin^2 \alpha \cos \alpha$$

und gegen Biegung reagiert es nach der virtuellen Dicke

$$\delta_M = \sqrt[3]{\delta^3 + 12 \frac{n}{b} J + 24 \frac{n}{b} j \cos \alpha}$$

wobei bei δ und b Dicke und Breite des Schalelementes, n die Anzahl der Rippen, A der Querschnitt einer Parallelen und a der einer helicoidalen Rippe, α die Neigung der helicoidalen Rippen zu den Parallelen und schließlich J und j die Trägheitsmomente einer Parallelen und einer helicoidalen Rippe sind. Die Torsionssteifigkeit

der Rippen wird vernachlässigt [3]. Die Schale selbst ist bei genügender Versteifung unwesentlich und kann völlig durch die Rippen ersetzt werden, so daß für die virtuelle Schale bei $\delta = 0$ folgende virtuelle Dicken verbleiben

$$\delta_N = \frac{n}{b} A + 2 \frac{n}{b} a \cos^3 \alpha,$$

$$\delta_T = 2 \frac{n}{b} a \frac{E}{G} \sin^2 \alpha \cos \alpha,$$

$$\delta_M = \left(\left(12 \frac{n}{b} \right) J + 24 \frac{n}{b} j \cos \alpha \right)^{1/3},$$

und die ein Schalelement von der Breite b beanspruchenden Lasten

$$N = (n A + 2 n a \cos^3 \alpha) \sigma,$$

$$T = 2 n a \frac{E}{G} \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \tau,$$

$$M = \frac{2}{d} n J \sigma + \frac{4}{d} n j \sigma \cos \alpha$$

sind, wobei d die Dicke der Rippen ist, oder auch, da $\frac{E}{G} \sin^2 \alpha \cos \alpha \cdot \tau = \sigma$ ist:

$$N = n (a + 2 a \cos^3 \alpha) \sigma,$$

$$T = 2 n a \sigma \sin \alpha,$$

$$M = \frac{2}{d} n (J + 2 j \cos \alpha) \sigma.$$

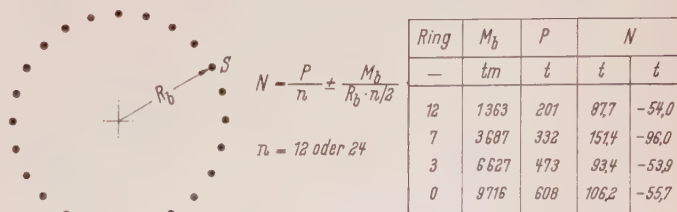


Bild 21. Axiale Kraft auf ein Schaftelement

Ring	M_b	P	N
—	tm	t	t
12	1363	201	877
7	3687	332	1514
3	6627	473	334
0	9716	608	1062

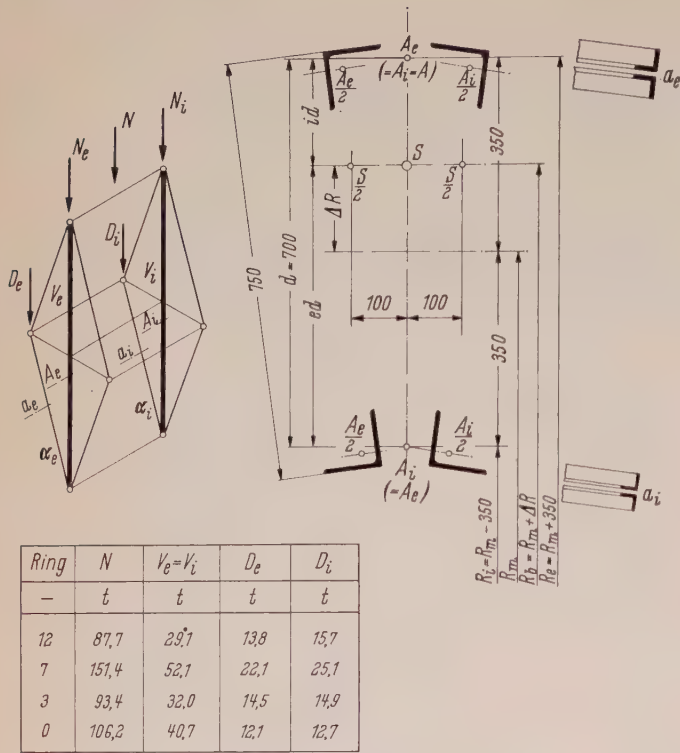


Bild 22. Untersuchung des Schaftes

$$A_e = A_i$$
$$A_e = \frac{D_e}{\cos \alpha_e}$$
$$A_i = \frac{D_i}{\cos \alpha_i}$$
$$A_e = \frac{V_e}{\sin \alpha_e} \cdot \frac{1}{E}$$
$$A_i = \frac{V_i}{\sin \alpha_i} \cdot \frac{1}{E}$$
$$D_e = \frac{D_a}{2 \cos \alpha_e} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_e} \cdot \frac{1}{E a_e}$$
$$D_i = \frac{D_i}{2 \cos \alpha_i} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i} \cdot \frac{1}{E a_i}$$
$$V_e + D_e = N_e$$
$$V_i + D_i = N_i$$
$$N_e + N_i = N$$
$$V_e = N \cdot \frac{A_e}{S}$$
$$V_i = N \cdot \frac{A_i}{S}$$
$$D_e = N \cdot \frac{2 a_e \cos^3 \alpha_e}{S}$$
$$D_i = N \cdot \frac{2 a_i \cos^3 \alpha_i}{S}$$
$$\frac{1}{S} = \frac{1}{A_e + A_i + 2 a_e \cos^3 \alpha_e + 2 a_i \cos^3 \alpha_i}$$

der Resultate, aus denen hervorgeht, daß die Streben die Stiele um 18 bis 12 Prozent entlasten. Die Streben werden aber auch durch den Schub T und das Torsionsmoment M_t belastet, das in Bild 23 errechnet ist. Auf den Schub T reagiert jeder Schaftsektor nach den in die betreffende Orientierungsrichtung projizierten Hauptträgheitsmomenten $J_p \sin \varphi$ und $J_r \cos \varphi$, deren Summe das gesamte Trägheitsmoment J_{tot} ergibt. Dem Teilschub T_r widerstehen die inneren Streben der Stiele, dem Teilschub T_p die Streben des Turmes. Zu dem Schub T_p muß noch die etwaige Beanspruchung durch Torsion T_t zugerechnet werden. Dem von N am meisten gedrückten Sektor entspricht der Winkel φ_{min} , deswegen ist $T_{p \min}$ maßgebend, also muß jede Strebe der gesamten Beanspruchung D' widerstehen. Aus den in der Tabelle in Bild 23 angegebenen Werten ersieht man, daß die Streben am meisten durch die senkrechten Lasten beansprucht werden.

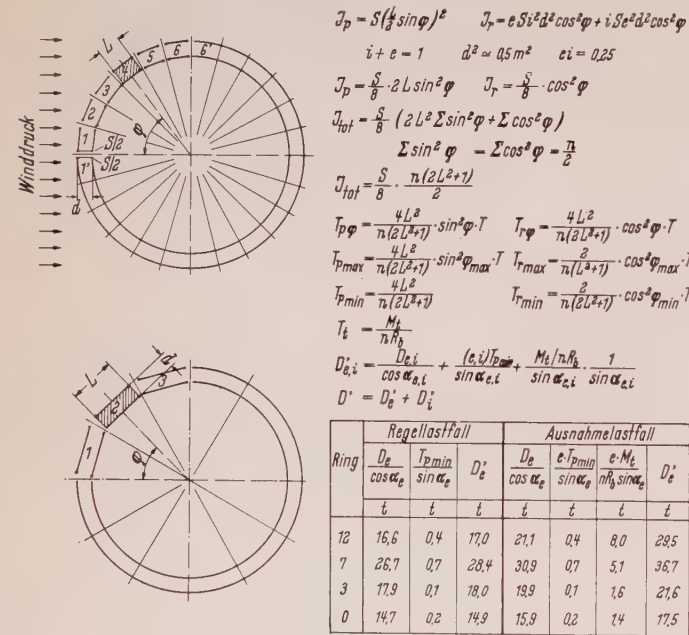
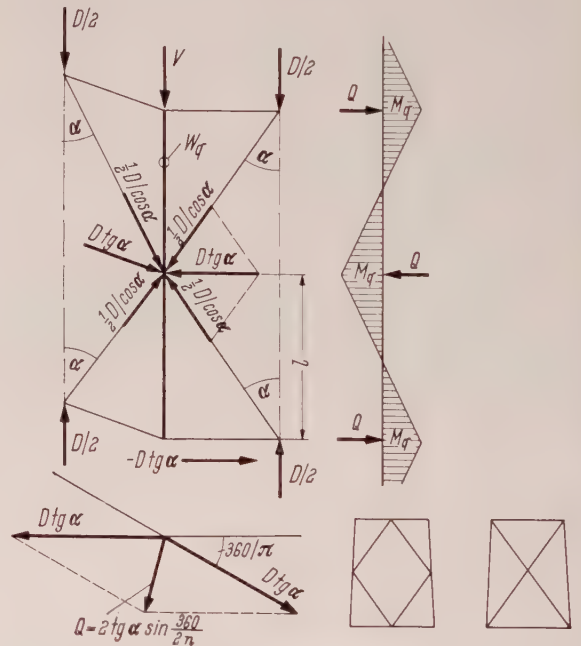


Bild 23. Untersuchung eines Strebenatzes

Die Untersuchung der Konstruktion des Schaftes kann aber auch in folgender Form durchgeführt werden. Der Schaft besteht aus 12 oder 24 aus einem Stiel und einem Strebenatz bestehenden Strukturelementen. Auf den Schaft wirken sich nach oben das zunehmende Gesamtgewicht P, das Biegemoment M_b und das Torsionsmoment M_t aus. Die beiden ersten Größen beanspruchen das ganze Schaftelement durch die axiale Kraft N, dessen Werte die Tabelle in Bild 21 angibt. Diese Kraft N verteilt sich zwischen Stiel und Streben nach Bild 22, denn ein Schaftelement besteht aus einem Stiel und einem Strebenatz. Alle Stiele haben dieselbe geometrische Form, alle Streben bestehen aus zwei parallelen Profilen. Die Verbindung zwischen Stielen und Streben hat sich in der Tat als so steif erwiesen, daß die durch die 10 Gleichungen (Bild 22) ausgedrückte statische Unbestimmtheit angenommen werden kann. Um die Berechnung zu vereinfachen, hat man die Schwerpunkte der Profile als konstant erachtet. Die Tabelle in Bild 22 bringt einige



Ring	Regelspannungen							
	Stiele							
	$\frac{V_e}{A_e} + \frac{Q L}{2 W_g}$	σ	ω	$\omega \sigma$	$\frac{D_e}{2 a}$	ω	$\omega \sigma$	
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	—	t/m ²	t/m ²	—	t/m ²
12	7,980	1,240	9,130	1,07	9,770	5,530	1,34	7,410
7	8,500	1,800	10,300	1,07	11,020	6,190	1,66	10,270
3	8,670	700	9,370	1,07	10,030	5,860	1,46	8,550
0	6,640	490	7,130	1,07	7,630	4,850	2,00	9,700

Bild 24. Biegung des Stieles

Die Endresultate dieser Untersuchungen führen zu denselben oben erwähnten ersten zwei Beziehungen. Die dritte entspricht der weiter unten erwähnten Untersuchung der Ringe.

Der Stiel erleidet aber durch die Mitwirkung der Streben eine Biegung, welche nicht aus den obigen Formeln folgt und in Bild 24 untersucht wird. Sie wird von der rhombischen Strebenanordnung

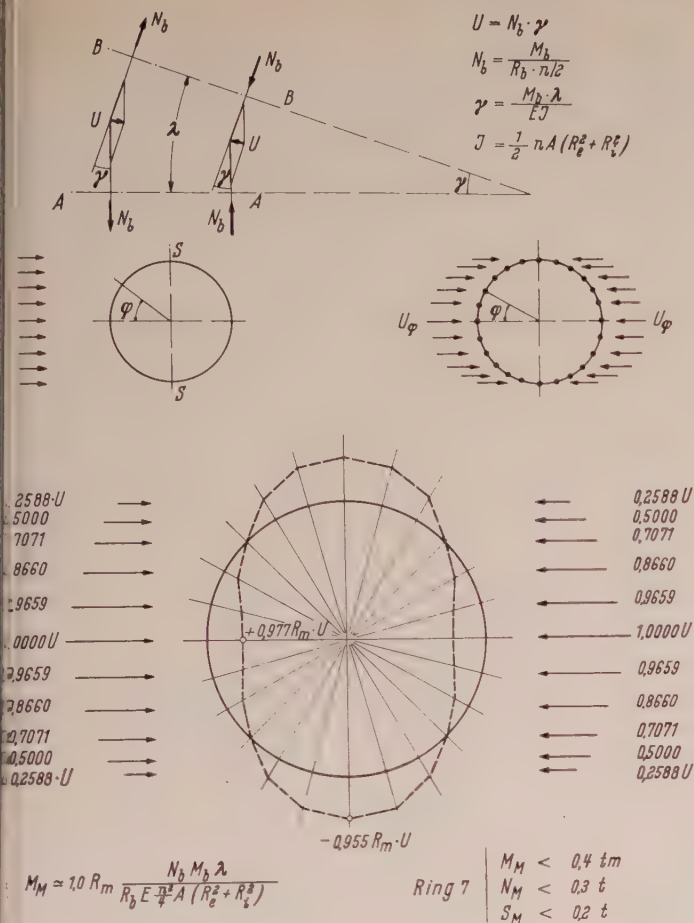


Bild 25. Querschnittsverformung

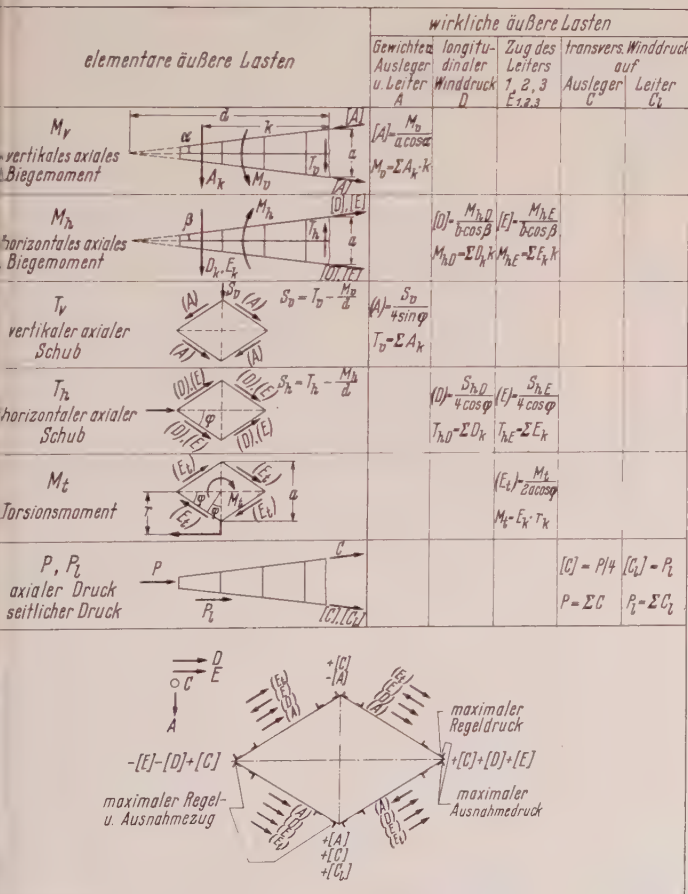


Bild 26. Beanspruchungen des Auslegers

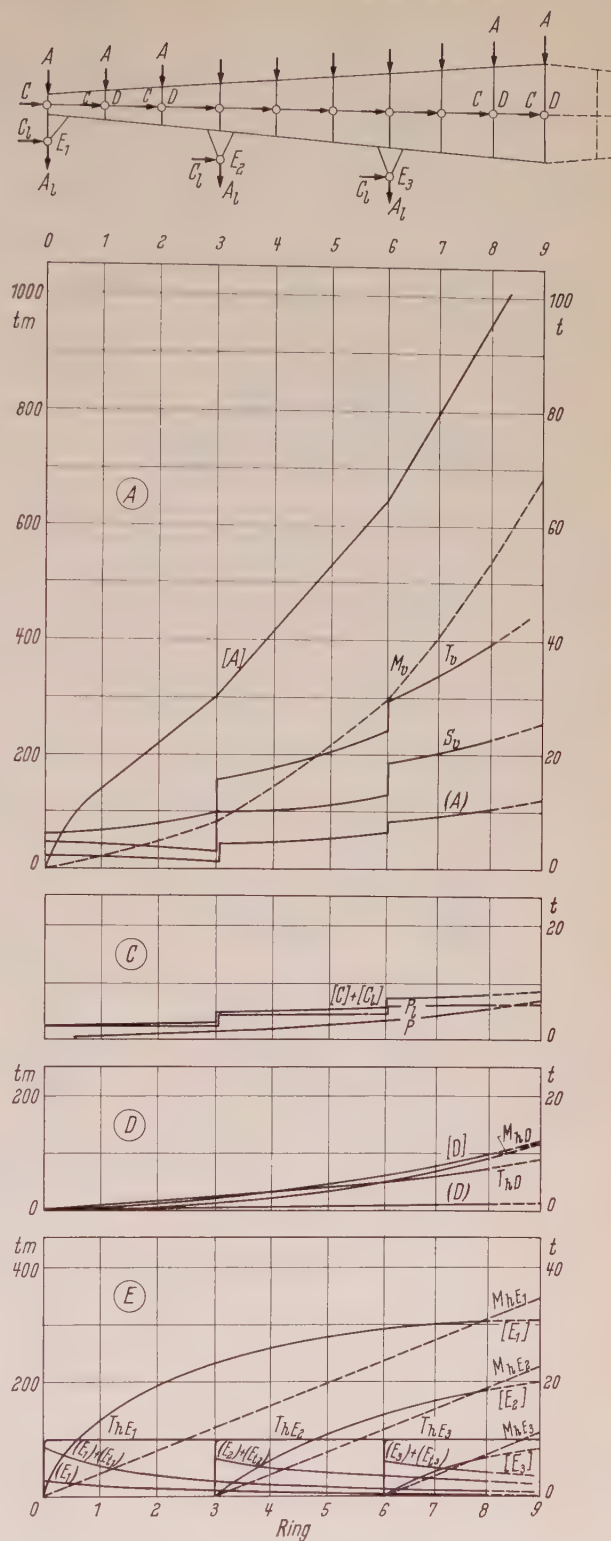


Bild 27. Verlauf der Beanspruchungen über die Auslegerlänge

verursacht. Da der Anschluß der Streben an den Stielen nicht an der Stelle der Ringe besteht, werden die Stiele durch die radiale Komponente der Kräfte D_e und D_i gebogen. Die Tabelle in Bild 24 enthält die den bisher errechneten Belastungen entsprechenden Spannungen. Man beachte, wie hoch die von dieser Biegung hervorgerufenen Spannungen sind. Sie betragen 10 bis 20 Prozent der Hauptspannung. Trotzdem wurde die rhombische Anordnung der Streben gewählt, da man mit der Anordnung des Anschlusses in Höhe der Ringe bei fehlender Schale erstens einen höheren Spannungsverlust durch die viel höhere Schlankheit erhalten hätte, zweitens das Schaftelement nicht die hohe Steifigkeit erreicht hätte, die die Annahme der statisch unbestimmten in Bild 22 untersuchten Verbindung rechtfertigt.

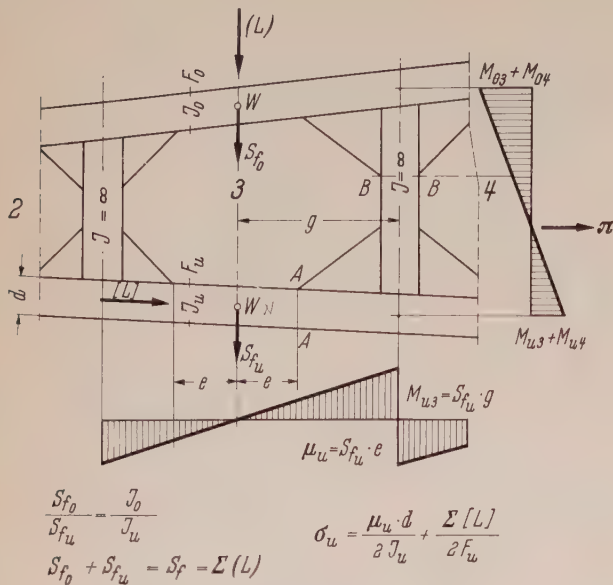


Bild 28. Untersuchung einer Seitenfläche

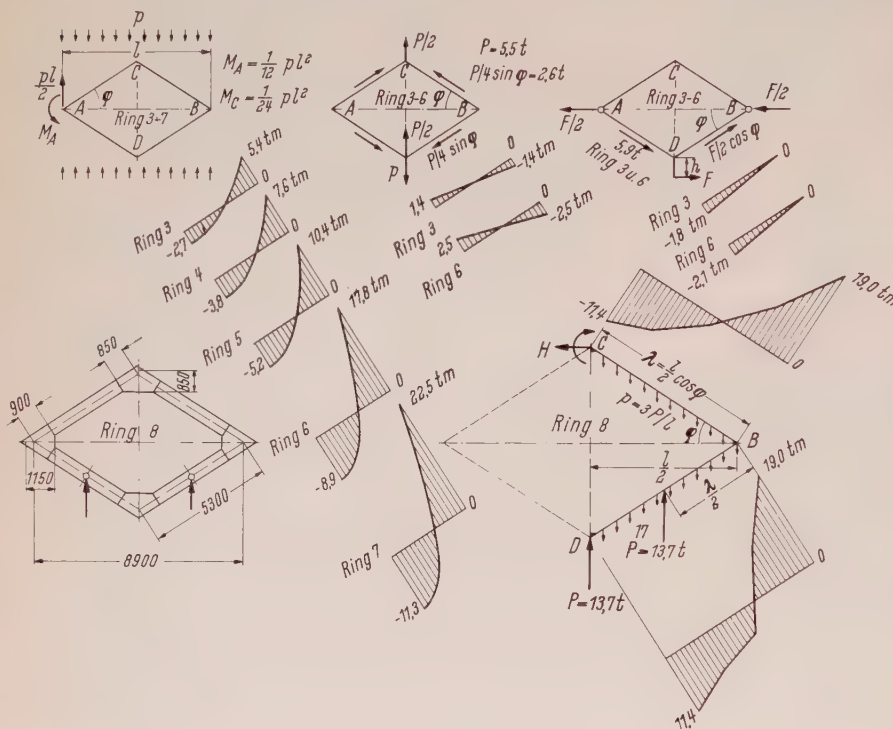


Bild 29. Untersuchung der Ringe

Aus der Tabelle von Bild 23 folgt, wie klein der Einfluß des Schubes T_p auf die Streben auch beim Ausnahmefall ist. In den zur Windrichtung parallelen Streben ist der Einfluß von T_p natürlich größer, dafür fehlt aber gänzlich der dem Moment M_b entsprechende Anteil, so daß durch diesen Ausgleich nicht nur die zur Windrichtung parallelen, sondern alle Streben etwa gleich ausgenutzt werden. Die Ringe sichern zusammen mit den Strebenpaaren die Erhaltung der Querschnittsform des Schafte. Der Einfluß des Biegemomentes M_b ist in Bild 25 untersucht; er ergibt sich als sehr gering. Jeder als gleichmäßig belastet erachtete Abschnitt des Schafte wird durch M_b um γ gebogen, wodurch die verformenden Kräfte U_φ entstehen. Diese Symbole sind die der vorigen Bilder; die Berücksichtigung der Mitwirkung der Streben würde nur die Werte der einzelnen U_φ aber nicht das Ergebnis beeinflussen. Die Berechnung des von U_φ im Ring verursachten Momentes ergibt den im Diagramm (Bild 25) angegebenen maximalen Wert M_M . Als am meisten beansprucht stellt sich Ring 7 heraus, doch ist das entsprechende M_M sowie auch der auf den Ring 7 wirkende Axialdruck N_M und der Schub S_M so klein, daß die Verformung des Schaftequerschnitts vernachlässigt wird.

Ferner haben die Ringe die Aufgabe, den unter dem oberen Ring sich aufbauenden Schub wieder auf Streben und Stiele zu verteilen und deren waagerechten, untereinander verschiedenen Komponenten abzuleiten, was zu Beanspruchungen führt, deren Bewertung bei so einer Feingliederung umständlich und nur unsicher sein kann und hier unterlassen wird. Schließlich muß der Ring den in Bild 24 errechneten Kräften $Q \sin \varphi$ eine Reaktion bieten. Von all diesen Beanspruchungen ist der Ring samt dem mitwirkenden Anteil der Streben als ein in 24 oder 12 Punkten belasteter virtueller Ring behandelt. Seine Untersuchung ist hier weiter nicht interessant.

4.2 Berechnung des Auslegers

Der Ausleger besteht als waagerechte rhombische Pyramide aus 4 Seitenflächen, deren Ränder paarweise durch die 4 Eckstiele gebildet werden. Die 2 Ränder einer Seitenfläche sind durch lotrechte Balken verbunden, welche durch seitliche Stützen versteift sind. Im Inneren bilden die Pfosten einen rhombischen Rahmen. Jede äußere Last kann in elementare äußere Belastungen zerlegt werden. In Bild 26 wird jede von diesen einzeln untersucht und ein Schema der von den verschiedenen äußeren Lasten verursachten inneren Beanspruchungen $[L]$ und (L) erhalten [Druck- Zug der Stiele] oder (Schub der Seitenflächen). Bild 27 deutet den Verlauf der verschiedenen in Bild 26 angegebenen Beanspruchungen an.

Die Seitenflächen werden auf Schub untersucht. Sie sind alle vier gleich ausgebildet. Die höchste Beanspruchung wird durch die Lastfälle (A) + (D) Regellastung und (A) + (D) + (E) + (E₁) Ausnahmefall hervorgerufen. Jede Seitenfläche bildet einen Vierendeelträger und wird nach der infolge der relativen Steifigkeit berechtigten Annahme behandelt, daß die lotrechten Pfosten unendlich steif sind und sich nicht verformen (Bild 28).

Der jeder einzelnen Seitenfläche zukommende Schub S_f verteilt sich auf den oberen und unteren Rand je nach deren Steifigkeit d. h. je nach deren Trägheitsmoment. Man nimmt an, daß der Wendepunkt W in die Mitte des Feldes fällt und untersucht die Ränder gegen Biegung in dem Schnitt A-A. Der in den Seitenflächen hinzukommende Schub aus (A) + (D) oder (A) + (D) + (E) + (E₁) wird aus Bild 28 entnommen. Den im Schnitt A-A auftretenden Spannungen muß dann noch die in den Rändern als Stielhälften auftretende Druck- oder Zugspannung zu addiert werden, die durch die Lastfälle A + D oder A + D + E verursacht sind, denn die Spannungen aus A + C sind stets kleiner als aus A + D. Da die Stiele geradlinig sind, hat der Rahmen an und für sich keine andere Aufgabe, als die Versteifung der Seitenflächen und die Verteilung des Schubes zu verbürgen; außerdem haben aber die Ringe 0, 3, 6 die Aufgabe, die Lasten der Leiter auf den Ausleger zu verteilen und die Ringe 8, 9, 8 der Befestigung des Auslegers zu dienen (Bild 29). Da sie hauptsächlich als Versteifungen gedacht sind, werden sie durch den ganzen Schub T_v belastet, als ob er verteilt wäre. Die Ringe 0, 1, 2 haben eine Diagonale und wurden nicht untersucht. Die in den Ringen 3 und 6 auftretenden wirklichen Belastungen führen zu bedeutend niedrigeren Beanspruchungen. Ring 8 wurde durch die ganze Auflagerkraft belastet. Ring 9 wurde wie Ring 8 bemessen.

4.3 Ausführung des Schafte

In Bild 30 ist das Schaftelement in der Übergangszone von Ring 7 dargestellt. Das Schaftelement besteht aus den drei Teilen: Stielabschnitt, Strebenpaar, Ringsektor. Die Länge aller Stiele ist $670 \times 12 = 8040$ mm, der Abstand der Ringe 670×4 oder $6 = 2680$ oder 4020 mm. Die umkreisten irtümlichen Maße verursachten die einzige, während der Montage vorgekommene Schwierigkeit.

Alle Stielabschnitte haben dieselbe Ausführung, wie sie in Bild 31 dargestellt ist. In der Längsrichtung gibt es 2 Varianten (2 oder 3 Ringe pro Abschnitt), auf den Querschnitt gibt es 4 Varianten (2 Profile \times 2 Eckwinkel). Der 16. Abschnitt weist einige Besonder-

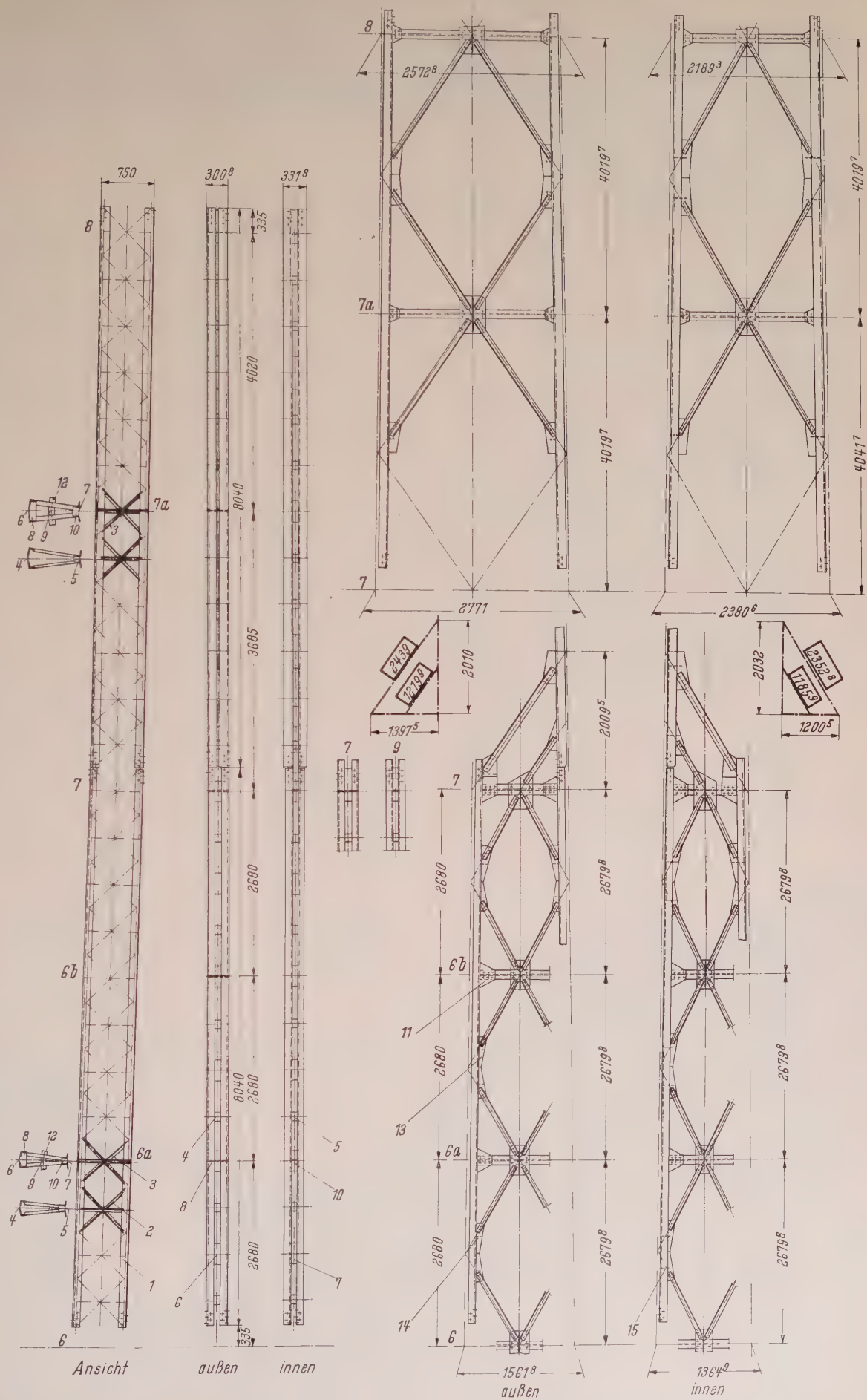


Bild 30. Schaftelement in der Übergangszone am siebenten Ring

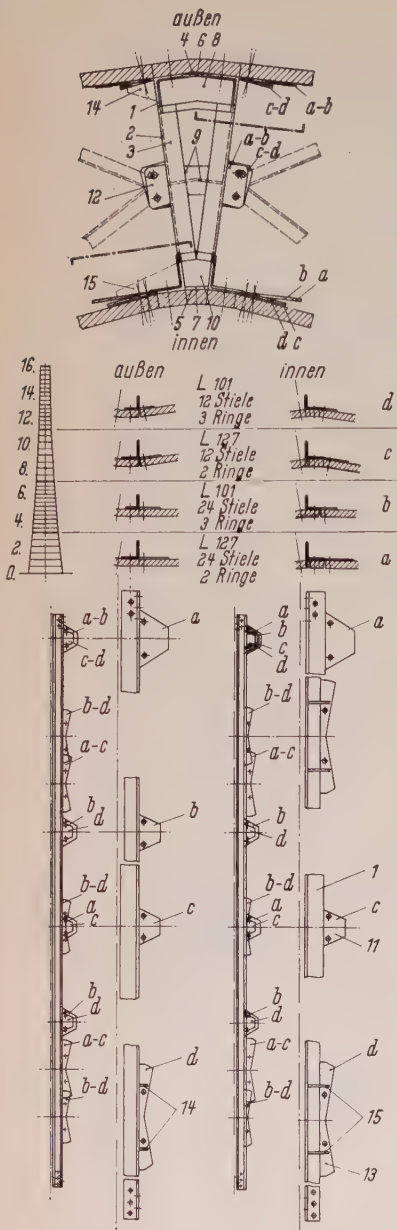


Bild 31. Einstellpunkte für die Konstruktion der Stiele

heiten wie Angriffspunkte für Konsolen und für Fußboden und abgeminderten Querschnitt auf. Alle Nietlöcher der Stiele wie auch der Knotenbleche haben für den ganzen Turm die gleiche Anordnung, unabhängig von der Größe des Stielprofils und des Knotenbleches, wie aus Bild 31 folgt. So wurden alle Profile mit derselben Bohrschablone gebohrt, alle Stiele auf derselben Schweißschablone zusammengesetzt und auf derselben Schablone mit Knotenblechen versehen.

Die in jedem Stiel vorkommenden 4 Knicke werden durch die Knotenbleche erhalten, die an den Knicken die geometrische Abweichung aufnehmen und die Stiele voneinander genügend entfernt halten. Die Abschnitte des Turmes sind also nicht gleich hoch, da alle Stielabschnitte gleich lang aber verschieden geneigt sind und nicht überall in Berührung stehen. Jeder Stielabschnitt beginnt 335 mm über dem betreffenden Ring und trägt 2 oder 3 Ring- und Strebenknotenbleche mit entsprechender horizontaler oder vertikaler Verstärkung. Die inneren Streben der Stiele haben 4 verschiedene Ausführungen (für L 127 oder L 101 normal oder für die Ringe verstärkt) und sind zunächst als Sterne zusammenschweißt worden. Jede Stielhälfte hat 12 Sterne von denen 6 oder 4 pro Ringabschnitt fallen. Den Schraubenlöchern der Stielprofile wurde eine mittlere Lage zugeteilt, so daß sie für alle Profilstähle gleich gelegen sind. Die Knotenbleche, deren Schraubenlöcher wegen der Verjüngung des Schaftes nicht zur Stielachse parallel stehen, erhalten besondere parallelliegende Löcher, die dieselbe Lage für den ganzen Turm haben. Es gibt 4 Stieltypen: a, b, c, d. In

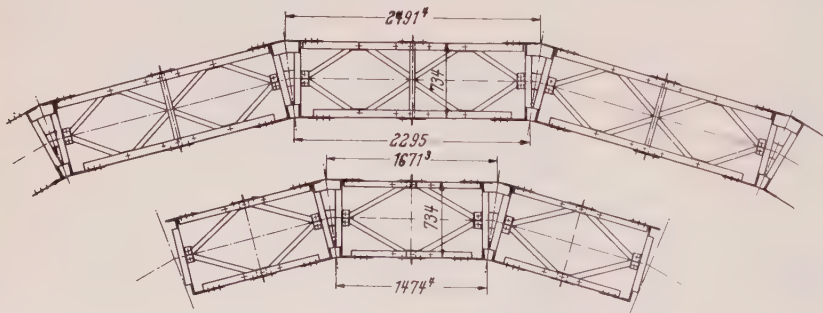


Bild 32. Ringsektore

Tafel 4 ist die durch diese 4 Typen erreichte Normung der Bestandteile der Stiele wiedergegeben. Zu den in Bild 31 angegebenen 4 Stielarten kam später, wegen Mangel an L 101, eine fünfte, in

Tafel 4. Bestandteile der Stiele

Bestandteile	Bezugsnummer	Typ	Linke Anzahl	Rechte Anzahl
Stielprofile (2300)	①	a — c b — d	500 650	500 650
Normale Sterne (10 850)	②	a — c b — d	5000 5850	
Verstärkte Sterne (2950)	③	a — c b — d	1000 1950	
Normale Knotenbleche (7900)	④	a — c b — d	2000 1950	
	⑤	a — b — c — d	2950	
Verlängerte Knotenbleche (5950)	⑥	a — c b — d b, Ring 7	1000 1950 25	
	⑦	a — b — c — d b, Ring 7	2950 25	
Innere Stielversteifungen (5900)	⑧	a — c b — d		500 975
	⑨	a — c b — d	2 / 500 2 / 975	
	⑩	a — c b — d	500 975	
Senkrechte Ring-Knotenbleche (5900)	⑪	a b b, Ring 7 c d	1200 2200 2 × 100 800 1500	
	⑫	a — b c — d	1800 1150	
Streben-Knotenbleche (6000)	⑬	a — b c — d	36 × 100 48 × 50	
Versteifungen der Streben-Knotenbleche (11 900)	⑭	a b c d	1200 2400 850 1500	
	⑮	a b c d	1200 2400 850 1500	

Um das Ganze leichter zu übersehen, wurden die Elemente für 25 und 12,5 Stiele gezählt; die Zahlen der Tabelle müssen deshalb in der Tat um 4 % ermäßigt werden. Alle Bezugssymbole beziehen sich auf Bild 30 und 31.

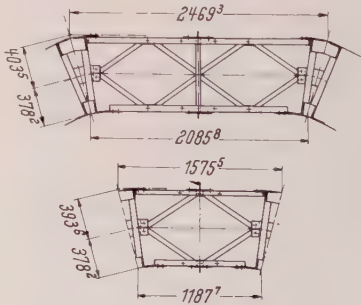


Bild und Tafel nicht angegebene Form (L 127 — 12 St. — 3 R.) ferner gab es noch die Spezialform für den 16. Abschnitt (L 88 — 12 St. — 3 R.).

GEWINN-und VERLUSTRECHNUNG

für die Zeit vom 1.Januar bis 31.Dezember 1960

a.) Aufwendungen:

1. Löhne und Gehälter	DM 1 915 817.76	
2. Heizungskosten	DM 184 502.72	
3. Licht	DM 68 206.10	
4. Abschreibungen	DM 385 539.37	
5. Zinsen	DM 94 277.61	
6. Steuern vom Einkommen, vom Ertrag und vom Vermögen	DM 889 765.06	
7. Beiträge an Berufsvertretungen	DM 20 176.17	
8. Außerordentliche Aufwendungen	DM 277 549.58	
9. Zuführung zur Werkerneuerungs- Rücklage	DM 200 000.--	
10. Gewinn		
Vortrag aus 1959	DM 113 359.70	
Gewinn 1960	DM 285 705.60	DM 399 065.30

DM 4 434 899.67

b.) Erträge:

- 1.) Umsatz aus eigenen Erzeugnissen
 - 2.) Erträge aus Beteiligungen
 - 3.) Außerordentliche Erträge
- Entnahme aus der freien Rücklage
innvortrag aus 1959

X

zu hoch!
Rücksprache



Sie haben völlig recht, Herr Direktor,

unsere alten Werkhallen, deren Welldächer sich so gut bewährt haben, sind kaum zu erheizen. Die Wärme fliegt ungedämmt zum Dach heraus. Bei einem Neubau wäre es heute ganz selbstverständlich, daß zugleich mit der Welldacheindeckung eine Wärmedämmung aus ODENWALD-Spezial-PLATTEN eingebaut würde, – zumal wir dann auch eine erhebliche Lärmsenkung erzielen. In Fachkreisen ist bekannt, daß 6 Jahre Erfahrung und 6 Jahre Bewährung die Reife der ODENWALD-Konstruktion beweisen.

Aber bei unseren alten Hallen? – –

Heute

**können Sie auch bei Ihren alten Werkhallen,
also nachträglich, die Welldächer mit
ODENWALD-Spezial-PLATTEN zur Wärme-
dämmung isolieren**

- ▶ ohne Abheben des Welldaches
- ▶ ohne schwere Holzkonstruktion
- ▶ ohne hohe Kosten

durch ein

neues ODENWALD-System

Prüfen Sie Ihre Heizungskosten!

Können Sie sich ein ungedämmtes Welldach leisten?

Schon in der zweiten Heizperiode

haben sich die Kosten für die Wärmedämmung eines Welldaches durch Verringerung des Heizungsbedarfs amortisiert!

Schon in der zweiten Heizperiode

erzielen Sie echte Ersparnisse!

Ein einfaches Rechenexempel:

Bei dem ungedämmten Welldach beträgt die Wärmedurchgangszahl $k = 4,76 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{h}^\circ}$

Für dasselbe Welldach, gedämmt mit einer 20 mm dicken ODENWALD-Spezial-PLATTE, ergibt sich $k = 1,28 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{h}^\circ}$

Das bedeutet, daß gegenüber dem ungedämmten Welldach je qm Dachfläche in einer Stunde bei einem Temperaturunterschied von 1°C eine Wärmemenge von 3,48 kcal/m²h⁰ eingespart wird.

Die Heizungskosten, die in einer Heizperiode je qm Dachfläche anfallen, berechnen sich nach der Formel: (Wärmedurchgangszahl) x (Heizgradtage pro Jahr) x (Stunden pro Tag) x (spezif. Heizungskosten).

Setzt man nur Mittelwerte für die einzelnen Faktoren ein, ergibt sich folgende Rechnung:

$$3,48 \cdot 3500 \cdot 24 \cdot 20 \cdot 10^{-6} = \text{DM } 5.85 / \text{qm Jahr.}$$

Durch Einbau

einer 20 mm dicken ODENWALD-Spezial-PLATTE

unter das bisher ungedämmte Welldach können demnach je qm Dachfläche pro Jahr

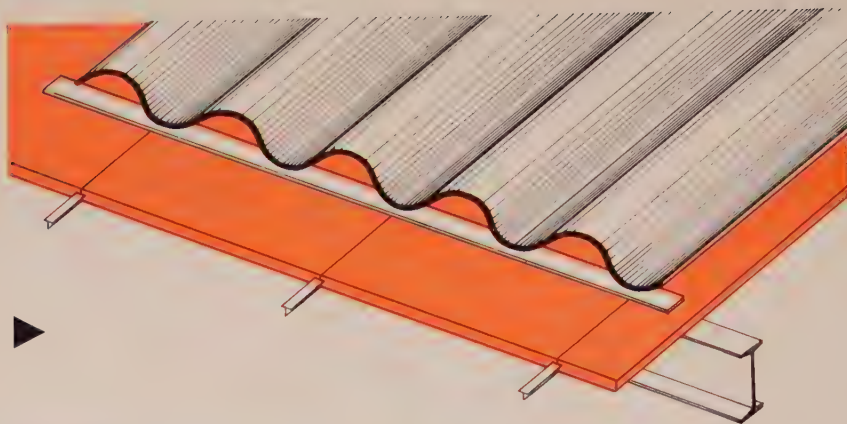
DM 5.85 an Heizungskosten gespart werden.

Es lohnt sich

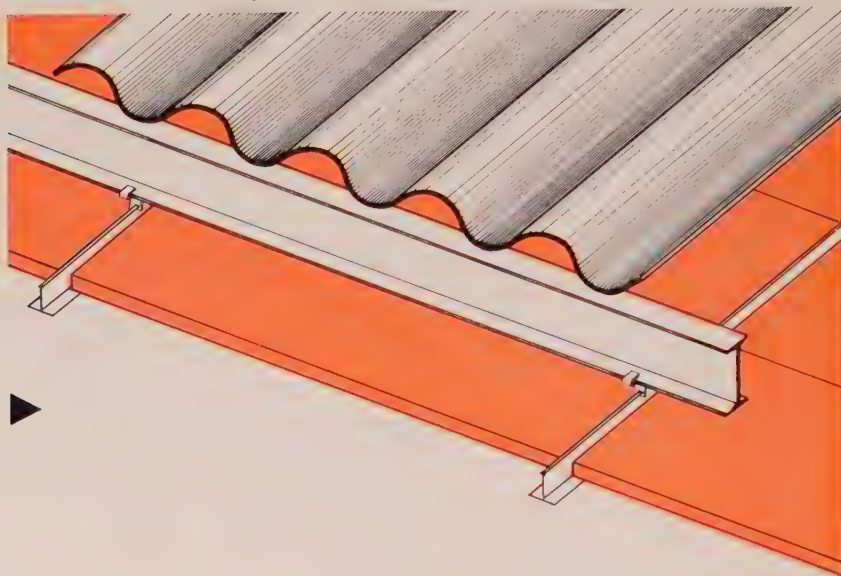
die Heizungskosten
zu überprüfen!

Das Konstruktions-Prinzip

beim Neubau ►



beim Altbau ►



Verlangen Sie bitte unsere Spezialdruckschriften.
Unser Techn. Informationsdienst berät Sie gern.

Fordern Sie Original-Odenwald-Platten
und achten Sie auf das Gütezeichen



HOLZFASERPLATTENWERK ODENWALD GMBH · AMORBACH/UFR.

Fernschreiber: 068218

Telefon: 233

Telegramme: Faserplatte

Ein Strebenpaar besteht aus 2 symmetrisch mit derselben Schablone gebohrten Profileisen und weist weiter keine Besonderheiten auf. In Bild 32 sind die den 4 Stieltypen entsprechenden 4 Ringsektoren dargestellt. Da alle Ringe verschiedenen Durchmesser haben, haben alle Ringsektoren je nach ihrer Höhenlage verschiedene Längen; sie sind mittels 2 gegenseitig verschiebbaren einseitlichen Endschablonen zusammenmontiert worden, bei denen nur der gegenseitige Abstand geändert wurde. Die Knotenbleche an den Kreuzungspunkten zwischen Streben und Ringe haben auch alle dieselben Schraubenlöcher. Alle Einstelllöcher der Knotenbleche sind nach der Montage frei geblieben. Außerdem wurden alle inneren, die Stielhälften verbindenden Knotenbleche gelocht, um die Konsolen der Treppe ohne Schwierigkeiten verlegen zu können: Unter dem ersten Stielabschnitt ist ein 750 mm langer Stielstumpf gestellt worden, welcher samt einer großen Auskrugung und einer festen Ringverbindung in den Betonring betoniert ist und als dessen Behälter mitrechnet.

4 Ausführung der Ausleger

In Bild 33 ist der Aufbau des Auslegers dargestellt und in Bild 34 ist ein Auslegerabschnitt wiedergegeben. Die normierten Teile des Auslegers sind: Stielabschnitte, $\frac{1}{8}$ -Ringe und Stützenpaare. Alle Seitenflächen sind gleich. Für die Stielhälften gibt es aber 2 verschiedene geometrische Formen, da die Neigung der 2 Ränder jeder Seitenfläche verschieden ist. Außerdem haben der erste und der

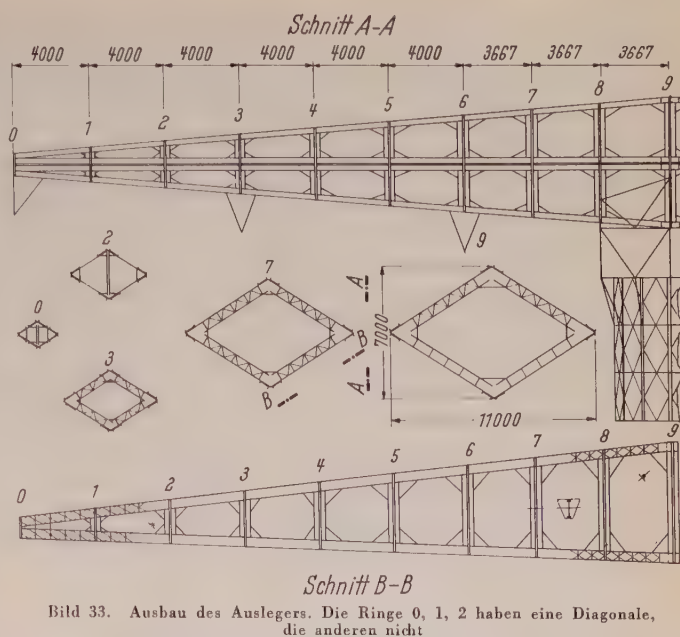


Bild 33. Ausbau des Auslegers. Die Ringe 0, 1, 2 haben eine Diagonale, die anderen nicht

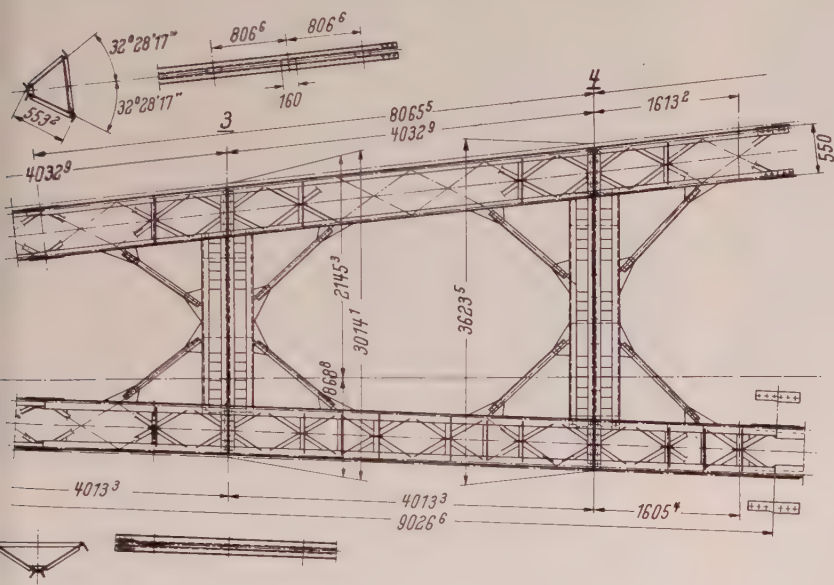
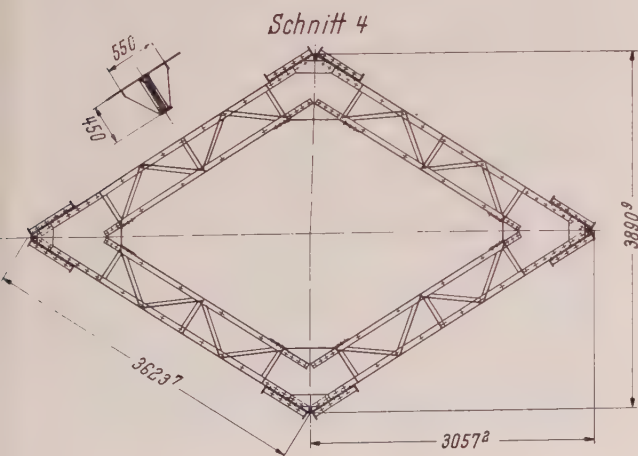


Bild 34. Auslegerelement



rechtwinklig zu den Seitenflächen angeordnet, so daß mit jeder Schablone 16 Einheiten zusammengesetzt werden konnten. Die Stützen sind wie die Streben des Schaftes gewöhnliche Profile.

Die Herstellung des Auslegers wurde durch die unterdessen erreichte Gewandtheit des Personals trotz ihrer geringeren Normung ohne Schwierigkeit durchgeführt.

4.5 Montage

Da der Gebrauch eines fliegenden Derricks besondere Erfahrungen verlangt und mit einem gewissen Risiko verbunden ist, verwandte man eine weniger virtuose Ausrüstung, auf deren Mechanisierung man bedeutend mehr Wert legte. Sie bestand aus einem viereckigen 1,80×1,80-m-Schaft mit zwei beweglichen, durch elektrische Winden betriebenen Ausleger (Bild 35). Der Schaft wurde am Fuße durch vier Stangen an vier Stiele gehängt und durch steife Streben senkrecht gehalten. Alle drei Etagen wurde er mit vier Handwinden weiter gehoben und die vier Stangen in neuen Stellungen angehängt. Während des Anhebens glitt der Schaft in den waagrecht gehaltenen Streben, die ihm auch dann seine senkrechte Lage garantierten. Die Stiele wurden samt den hängenden Streben und Ringsektoren hochgezogen und durch den oberen Ringsektor in Stellung

etzte Abschnitt verschiedene Längen. So hat man für die Stiele 2 verschiedene Schablonen gebraucht; um das zu vermeiden hätte die Auslegerpyramide quadratischen Querschnitt haben müssen. Die Stiele waren verschieden, jedoch wurden immer nur zwei Winkeltypen verwandt. Um die Verschiedenheit der $\frac{1}{8}$ -Ringe einzuschränken und deren Herstellung zu vereinfachen, sind die $\frac{1}{4}$ -Ringe

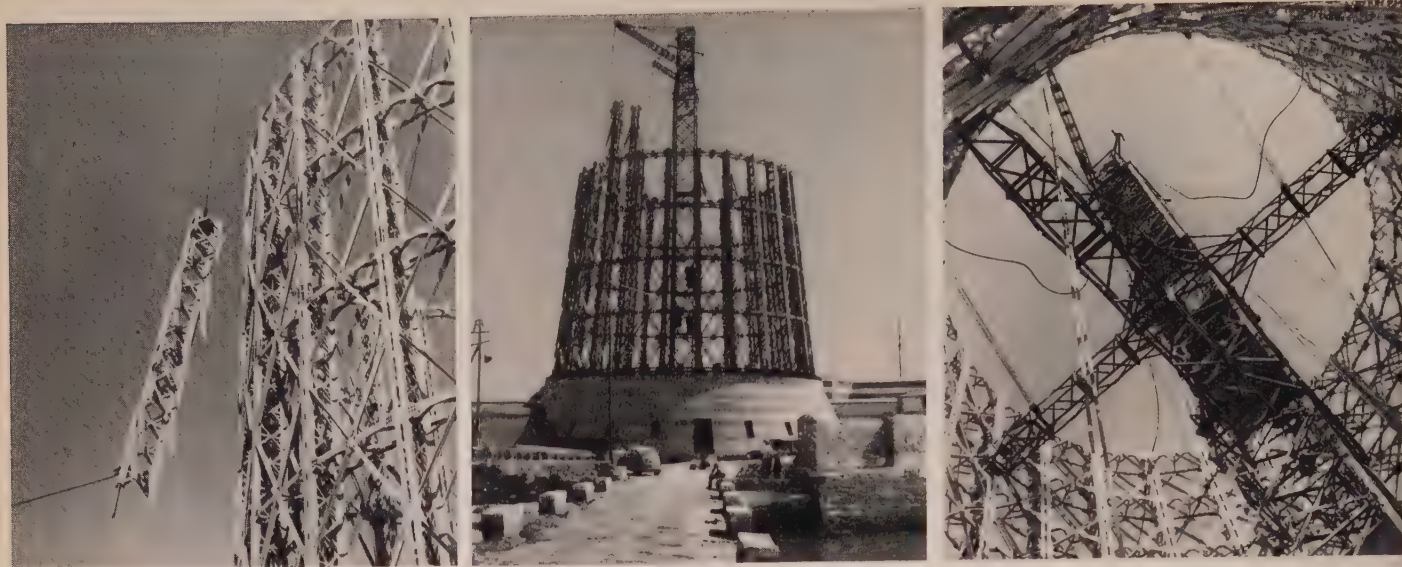


Bild 35. Die Montageausrüstung, links: Schaftelement (Stiel + Ringsektor + Streben); Mitte: Derricks; rechts: waagrechte Streben

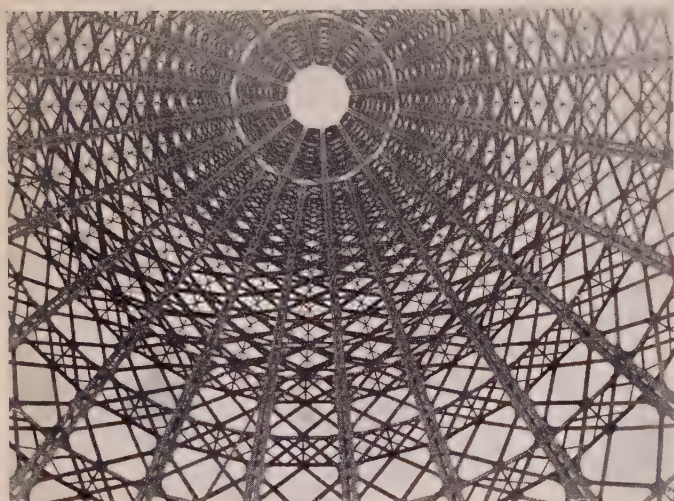


Bild 36. Der halbmontierte Puntales-Turm



Bild 38. Montage der Ausleger



Bild 37. Der Puntales-Turm von der Seite. Man sieht hinter dem Turm die Festung, im Hintergrund den Trocadero, im Vordergrund ein fremdes Schwimmdock

gesetzt, dann wurden durch eine andere Mannschaft Streben und Ringsektore ausgeklappt (Bild 35). Als in Puntales eine gewisse Höhe erreicht war und durch die rascher fortschreitende Montage der Nachschub der Konstruktionsteile vom Werk her zu mangeln begann, wurde der Derrick auf Matagorda ummontiert. Die Bilder 36 und 37 zeigen den halbmontierten Puntales-Turm. Der in beiden Bildern sichtbare Lückenring über dem Ring 7 legt das Fehlen eines ganzen Ringes von Streben klar, welche durch den in Bild 30 gezeigten Irrtum 7,8 mm oder 3,3 mm zu kurz waren und nicht paßten. Dieser Zwischenfall gibt einen Maßstab für die in der Konstruktion erreichte Genauigkeit.

Mit demselben Derrick wurde auch der Ausleger stückweise montiert (Bild 38), erst die drei mittleren Ringe, dann die eine Hälfte und dann die andere Hälfte; schließlich wurde der Derrick noch für das Verlegen der Kabel benutzt, um die Scheiben für den Retourkanal des Kabelringes in Stellung zu halten. Für die Schrauben wurde wegen der leichteren Verzinkbarkeit das Whitworth-Gewinde gewählt. Tafel 5 gibt die Ausmaße der Schrauben mit den zugehörigen Löchern an.

Durch die Verzinkung verschwindet der ursprüngliche Spielraum nahezu; man hat auch damit gerechnet, daß beim Montieren die Zinkschicht zwischen Schraube und Loch zerstört werden kann; um auch den Stellen, wo durch die Montage die Verzinkung der Schrauben und Schraubenlöcher angegriffen war, einen ausreichenden Schutz zu gewähren, wurde vor der endgültigen Einführung jeder Schraube das Loch mit Zinkpulverpaste bestrichen und der Schraubenschaft selbst in die Paste eingetaucht, so daß bei angezogener Schraube die Paste im Inneren des Spielraumes in alle Richtungen

Tafel 5. Schrauben, Löcher und Spielräume

Schraubenstiel		Loch schwarz	Spielraum	
Nenn- durchmesser	wirklicher Durchmesser		schwarz	verzinkt
Zoll	mm	mm	mm	mm
7/8	21,5	23,0	1,5	0,4
3/4	18,4	20,0	1,6	0,5
5/8	15,2	17,0	1,8	0,7
9/16	13,6	15,0	1,4	0,4

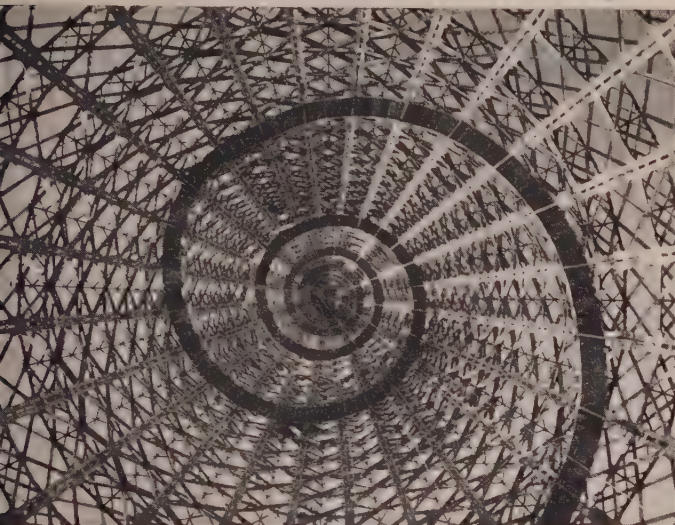


Bild 39. Die Spiraltreppe. Die Treppenkonsolen wurden durch eine geeignete Apparatur an der provisorisch aufgehängten Treppe abgemessen, hergestellt, kontrolliert, verzinkt und montiert



Bild 40. Der 70 m lange Wandersteg

gepreßt wurde und die ganze Verbindung versiegelte. Nach einiger Zeit war es unmöglich, die Schrauben wieder zu lockern, ohne sie zu zerstören, so daß eigentlich die unter die Schraubenmuttern gelegten Federringe nicht nötig waren.

Um die Einzelteile der Konstruktion zusammenzupassen, wurde ein konischer Dorn verwandt. Nachgeholfen wurde nur durch sach-



Bild 41. Die Bahn des Aufzuges. Die Neigungsänderung der Kabine wird durch zwei seitlich wirkende Spindeln ausgeglichen

gemäß angebrachte Winden, nachdem alle benachbarten Schrauben gelockert worden waren. In ganz wenigen Fällen wurden die Löcher um 1 oder 2 mm erweitert und entsprechend um 1 mm oder 2 mm größere Schrauben verwendet. Ersetzt wurden nur die in Bild 36 fehlenden Streben. Zur Werkstatt zurück kamen nur einige Teile der mittleren Ringe des zuerst montierten Auslegers.

Durch all die beschriebenen Maßnahmen wurde im Hinblick auf die Feingliederung der Konstruktion eine möglichst straffe Verbindung der vielen Teilstücke erreicht, allerdings erhält man dadurch einen gefährlich niedrigen Dämpfungsfaktor des Turmes, weshalb die vom Wind verursachten Schwingungen sehr lange andauern. Da aber die gerechnete und die gemessene Schwingungsperiode genau 2,40 Sek. beträgt, stellen diese Schwingungen keineswegs eine Gefahr dar, da sie sich schwer aufschaukeln können und im übrigen ihre Amplitude durch die sehr hohe Steifigkeit des Turmes unwesentlich ist.

5. Ausrüstung des Turmes

5.1 Zubehör

Die Diensttreppe ist in einer spiralförmigen Schraubenfläche angeordnet (Bild 39): alle Abschnitte sind so bemessen, daß sie in die Zinkwanne paßten. Natürlich ist auch die Treppe genormt: die Abschnitte sind nicht alle verschieden, wie die theoretische Kurve verlangt, sondern sind in gleichen Gruppen eingeteilt, deswegen bildet sich an den Stoßstellen ein kleiner Winkel, nach außen am Anfang der Gruppe und nach innen am Ende, ohne daß es wahrnehmbar ist. Schade ist es, daß man nicht von vornherein auf die Treppenabsätze verzichtete, die eigentlich zu nichts dienen und beträchtlich den Linienzug der Treppe stören. Die Treppenkonsolen wurden durch eine geeignete Apparatur an der provisorisch aufgehängten Treppe abgemessen, hergestellt, kontrolliert, verzinkt und montiert. Der Ausleger ist mit einem die ganzen 70 m entlanglaufenden Wandersteg ausgestattet (Bild 40), welcher der leichten Neigung der Stiele folgt. Auf der Höhe des Ringes 17 wurde durch eine Verkragung eine große Aussichtsterrasse mit einem Durchmesser von 11 m erhalten. Zwischen Ring 17 und 16 sind zwei weitere Etagen angeordnet, in denen eine Wendeltreppe die Spiraltreppe des Turmes mit der Aussichtsterrasse verbindet. So ist Raum genug vorhanden, um in Zukunft auch ein öffentliches Lokal einzurichten. Eine andere Wendeltreppe führt von der Aussichtsterrasse zum Wandersteg, dem

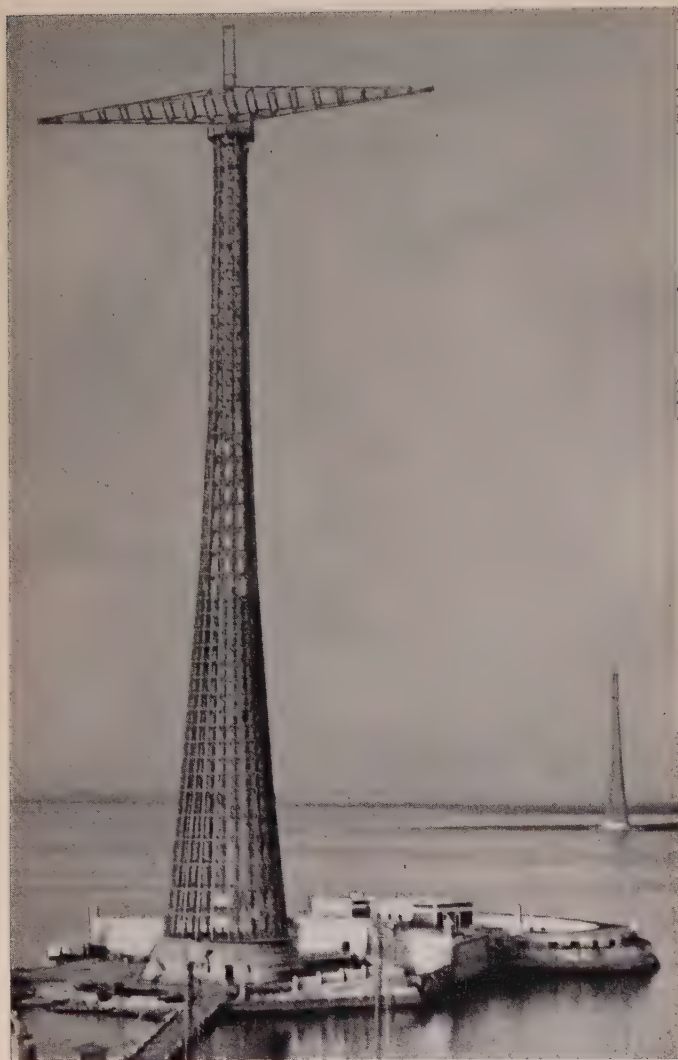


Bild 42. Der Puntales-Turm fertig montiert. Im Hintergrund der Matagorda-Turm mit den Ringen 8, 9, 8' des Auslegers

Fahrstuhlantrieb und zur Turmspitze, auf der sich eine kleinere Terrasse befindet.

5.2 Der Aufzug

Nach dem Modell von Messina, aber auch nach den dort gemachten Erfahrungen wurde auch hier ein an einem Stiel entlangfahrender Aufzug angebracht. Die Tragfähigkeit wurde jedoch von vier auf zehn Personen erhöht (in Messina bleiben nämlich immer einige Besucher zurück), außerdem ist die Neigungsänderung der Kabine beseitigt worden.

Die Gleisabschnitte sind alle gleich, 8035 mm lang und miteinander in einem Winkel von $0,54^\circ$ verbunden, so daß ihre Ecken einen Kreishbogen mit 760 m Radius beschreiben. Dieser Kreis (Bild 41) wurde an einen Stiel so angeschmiegt, daß er gerade unten über dem Betonring und oben über der Verankerung der Konsolen ausläuft. Die Kabine ist nicht fest mit den Wagen verbunden, sondern oben an ein Gelenk gehängt und unten durch ein Paar Spindeln gehalten, deren Drehung durch dasselbe Zahnrad angetrieben wird, welches die Zentrifugalsicherung betätigt. Die Verbindung ist so geregelt, daß die Kabine immer senkrecht bleibt, oder besser zwischen $\pm 0,3^\circ$ schwankt. Das Gegengewicht läuft innerhalb der Wagengleise und alle vier Aufhängeseile gleiten auf Rollen, die an den Eckpunkten des Gleispolygons befestigt sind. Die Geschwindigkeit des Fahrstuhls ist 0,5 m/s. Das Dach der Kabine ist mit einem aufklappbaren Geländer versehen, um von dort die Gleise und die ganze Apparatur zu überwachen.

6. Schlußwort

Die Erstellung der Türme (Bild 42 und 43) stimmte zeitlich mit der schwierigsten Phase der spanischen industriellen Umwandlung überein. Man hätte gewiß nicht anfangen sollen, ehe man außer den



Bild 43. Der Puntales-Turm in Dienst

Stahlprofilen auch Zement, Flacheisen, Zink, Schrauben und Spezialstahl auf Lager hatte und in der Zwischenzeit z. B. Modellversuche durchführen sollen. Andererseits drängte die Zeit durch den Ausbau des Dampfkraftwerkes immer mehr. Es war daher nötig, innerhalb weniger Monate über fertige und höchst-detaillierte Pläne zu verfügen, ohne die es keinen Anfang gegeben hätte. Die ersten Pfähle wurden $1\frac{1}{2}$ Monate nach dem ersten Bleistiftstrich gebohrt.

Dieser Bericht kann nicht schließen, ohne ein Wort über die, die die Türme erstellten. Die meisten führten zum ersten Male eine solche Arbeit aus, sowohl in der Werkstatt wie auf der Montage. Doch hat es in der ganzen Zeit keinen auch nur leichten Unfall gegeben und der einzig nennenswerte vorgekommene Fehler (Bild 36) war eigentlich ein Entwurfsfehler. Mehr als von der Vorbereitung hat also der Erfolg dieser Arbeit, die in Spanien ausschließlich von Spaniern ausgeführt wurde, von der Gewandtheit der Techniker und der Fähigkeit der Mannschaften abgehungen. Es hat wohl an Mitteln gemangelt, die Leute aber waren zur Stelle.

Schrifttum

- [1] Toscano, A.: Die Türme von Messina. Der Stahlbau 28 (1959) H. 11, S. 289/303.
- [2] Soc. Gen. Elettrica d. Sicilia, bearbeitet von Toscano, A.: L'Attraversamento elettrico dello Stretto di Messina. Roma 1958.
- [3] Santangelo, G.: Sul calcolo delle strutture geodetiche aeronautiche. Atti del VI Convegno Nazionale di Aerotecnica 1940.

Ein Stahlskelettbau aus Fertigteilen mit hängenden Decken

Von Dipl.-Ing. Paul Lenz und Dipl.-Ing. Adam Reinig, Langenhagen (Hannover)

DK 693.7 — 624.016.7

Entwicklungstendenzen im Bauwesen

Um die Vorteile besserer und gleichmäßiger Arbeitsbedingungen ausnutzen zu können, hat nach dem Kriege ein starkes Streben

Großteil der Arbeiten kann bei stets gleichen Arbeitsbedingungen witterungsunabhängig in Werkstätten durchgeführt werden. Die Stahlbauunternehmen sehen sich dabei vor die Aufgabe gestellt, die

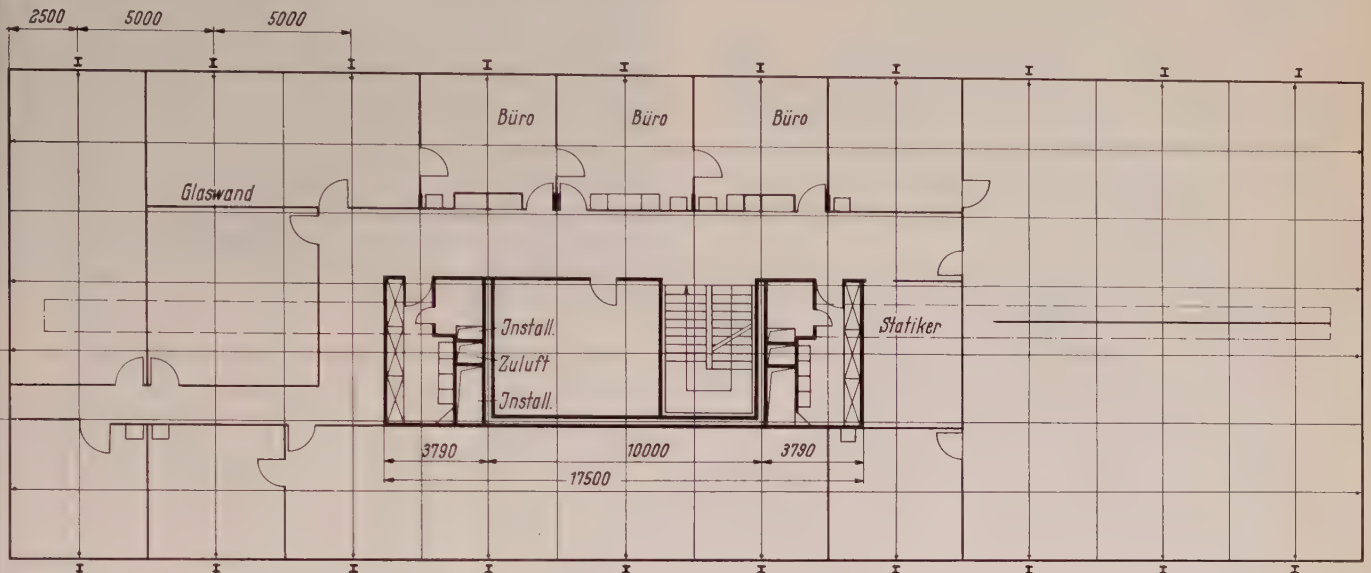


Bild 1. Grundriß des zweiten Obergeschosses

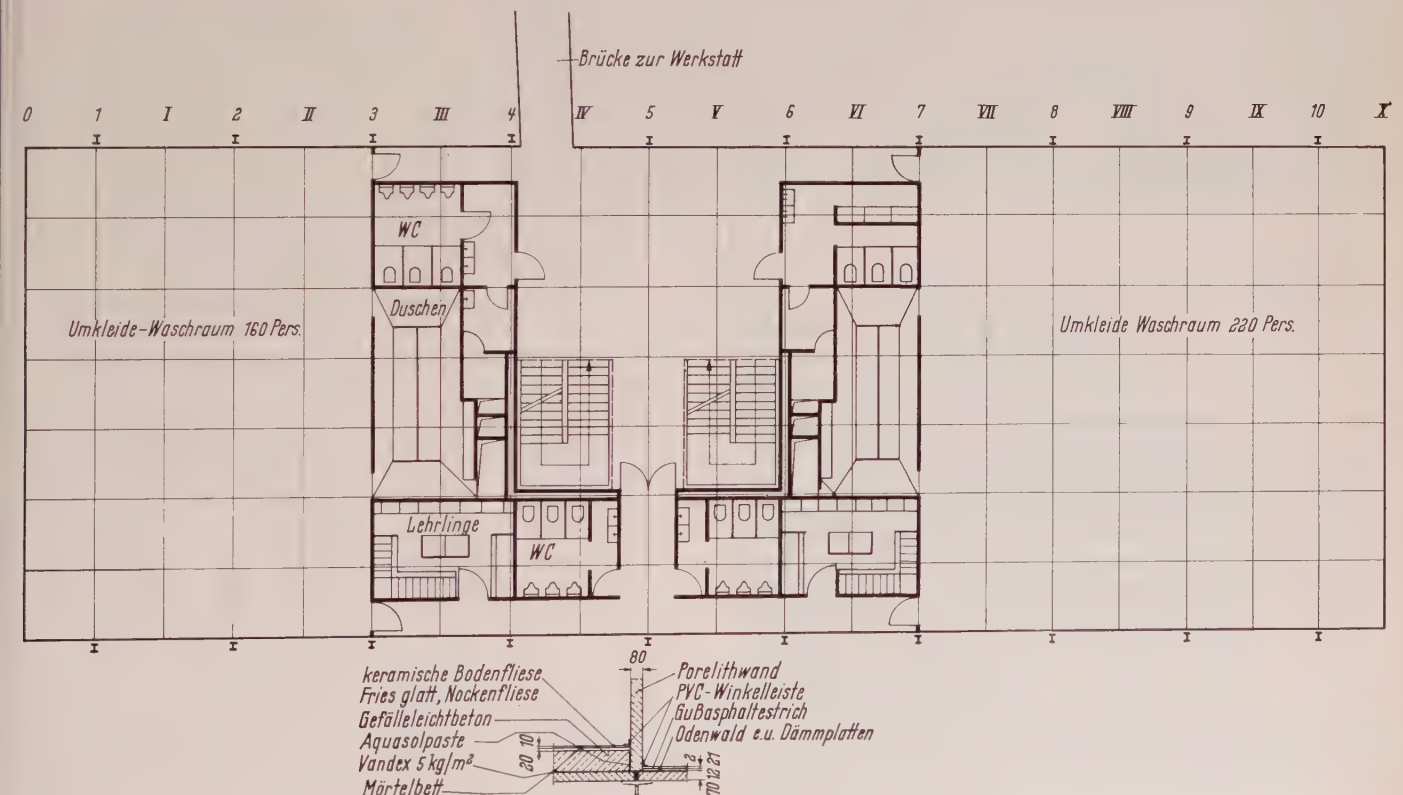


Bild 2. Grundriß des ersten Obergeschosses

um Bauen mit in Werkstätten vorgefertigten Bauteilen eingesetzt. Diese Entwicklung, verstärkt durch die laufend steigenden Löhne bei wesentlich stabileren Materialpreisen, hat den Stahlbau von den Wettbewerbsnachteilen der ersten Nachkriegsjahre befreit. Ein

Arbeitsbedingungen zu verbessern und die Sozialeinrichtungen sonstigen Industrieunternehmen anzupassen. Den baulichen Bemühungen ist nur dann ein voller Erfolg beschieden, wenn die Nutzung zuvor gründlich durchdacht ist.

2. Planung

Bei dem hier beschriebenen Gebäude war für die Anordnung der Konstruktionsbüros im zweiten Obergeschoß nicht die landläufige Meinung bestimmend, daß diese immer unmittelbar unter dem Dach angeordnet sein müssen, sondern der Wunsch, zusammenhängende Abteilungen auf einer Etage unterzubringen. In dieser Etage ließ sich am ehesten eine überdachte Verbindung mit dem bestehenden Verwaltungsgebäude herstellen. Aus dem Grundriß ist das Bestreben erkenntlich, das Tageslicht auszunutzen und möglichst viel Zeichen-Arbeitsplätze an die Außenwand zu bringen (Bild 1).

Das Treppenhaus, die Lüftungs- und Installationsschächte, die Wasch- und Umkleieräume und ein Konferenzzimmer sind in den Hauskern verlegt. Auf der Etage befinden sich insgesamt fünf technische Büros mit Einzelräumen für die Büroleiter, die gleichzeitig als Besprechungszimmer dienen, sowie zwei zusätzliche Einzelbüros. 70 Mitarbeiter haben hier ihre Arbeitsplätze. Ohne Treppen sind die Registratur, Lichtpauserei und die Montageabteilung im anschließenden Verwaltungsgebäude erreichbar, was sich als großer Vorteil in der Koordinierung der Arbeit der einzelnen Büros erweist.

Das darunter liegende erste Obergeschoß (Bild 2) ist als Wasch- und Umkleibereich mit der Fabrikhalle verbunden. 420 Mitarbeiter können sich hier umkleiden, waschen und duschen. Dem unbehinderten Verkehrsfluß ist eine große Bedeutung beigemessen. Der Verkehr — zu Beginn der Arbeitszeit über die Treppe, zu Ende der Arbeitszeit über die Brücke von den Werkstätten — teilt sich in der Halle in vier Richtungen. Zunächst erreicht man die Umkleide-, dann die Waschbereiche.

Bewußt wurden Werksküche und Versammlungsraum in das Erdgeschoß verlegt. Es vereinfacht sich der Antransport der Lebensmittel, und der stoßweise Massenverkehr bleibt treppenfremd. Zum Essen betritt der Werksangehörige über eine geräumige Eingangshalle die Essenausgabe, wo an einer langen Theke aus geheizten Behältern das Essen ausgegeben wird. Für 100 Essen werden etwa drei Minuten benötigt.

3. Verwendung von Fertigteilen

Erst als die Planung der Einrichtung beendet war, kam die Bauplanung zum Zuge. Eine wichtige Frage spielte hierbei die Ausbildung der Geschoßdecken. Es wurde letztlich eine neue Fertigdecke entwickelt, die sich inzwischen auch für weit größere Belastungen im Zusammenhang mit Stahlkonstruktionen sehr gut bewährt hat.

3.1 Die Wahl des Deckensystems

Folgende Gedanken bestimmten die Art der Deckenausbildung.

1. Vermeidung der mit normalen Ortbetondecken verbundenen Feuchtigkeit und Verschmutzung des Bauwerkes,
2. möglichst kurze Bauzeit, damit weitere Bauarbeiten nicht behindert werden,
3. keine Behinderung der unter der Decke verlaufenden Installation,
4. Windscheibenwirkung,
5. Trotz eventuell neuartigen Deckensystems keine Verteuerung gegenüber üblichen Bauweisen.

Folgende Deckensysteme wurden erwogen:

1. Durchgehende Blechschicht mit Ortbetonschicht, über 5 m tragend, nach amerikanischem Vorbild,
2. Fertigplatten ähnlich den üblichen Dachplatten, auf längslaufenden Deckenträgern mit 5 m Stützweite verlegt,
3. längslaufende Verbundträger mit Ortbetonplatte auf durchgehender Schalung aus Blech oder sonstigem Material,
4. Stahlleichtträgerdecke mit Bimsbetonhohlkörpern.

Zu 1: Der Stahlaufwand pro m^2 wird für deutsche Verhältnisse zu teuer.

Zu 2: Die Durchbiegungen aus Einzellasten werden zu hoch.

Zu 3: Jede durchgehende Blechschicht verursacht wie bei 1 erhebliche Kosten.

Zu 4: Unter der Decke nur wenig Raum für Rohre und andere Installationen.

Es wurden gewählt:

Stahlbetonfertigplatten 7 cm dick, 1,25 m breit, 5 m lang, die den gemeinsamen Obergurt zweier leichter Fachwerkträger bilden (Bild 3).



Bild 3. Ansicht der Fachwerkverbundplatten im Bauwerk von unten

Dieses Deckensystem bietet folgende Vorteile:

1. Herstellung außerhalb des Bauwerkes und während der Wintermonate,
2. schnelle Verlegung, wobei sofort eine begeh- und befahrbare Fläche mit voller Tragfähigkeit vorhanden ist,
3. viel Raum und einfache Befestigungsmöglichkeit für Installationen unter der Decke,
4. einwandfreie Windscheibenwirkung,
5. Wirtschaftlichkeit.

3.2 Statik der Fachwerkverbundplatten

Die gewählte Dicke entspricht der Mindestdicke nach DIN 1045. Die Stahlbetonplatte spannt sich quer über die beiden Fachwerkträger und ist oben mit einer über die ganze Plattenbreite gehenden Baustahlgewebematte bewehrt, während eine untere Bewehrungsmatte nur zwischen den beiden Fachwerkträgern liegt, um die Feldmomente zu decken (Bild 4).

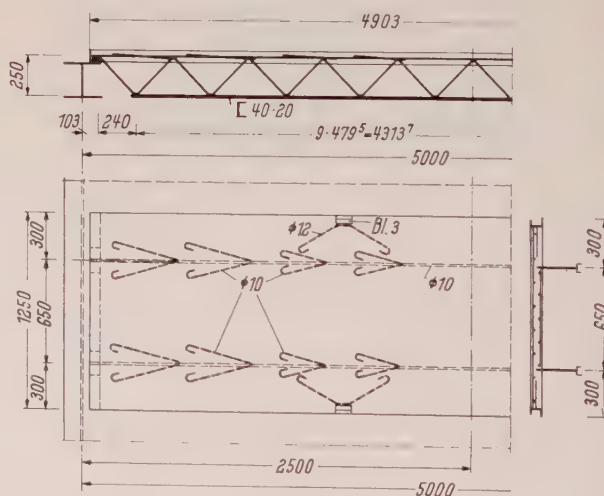


Bild 4. Die Konstruktion der Platte

Als Nutzlast wurden 350 kg/m^2 angesetzt, obwohl die Vorschrift nur 200 kg/m^2 fordert. Man wollte wegen der Neuartigkeit des Deckensystems kein Risiko eingehen, auch hätte eine Reduzierung der Nutzlast keine wesentliche Einsparung mehr im Stahlaufwand der Platten gebracht. Die Fachwerkträger bestehen aus einer Rundstahlschlinge $\phi 14$, mit einem Winkel 45×5 als Untergurt, während die Obergurtnoten nur zur Erlangung einer gewissen Transportsteifigkeit mit einem Rundstahl $\phi 10$ verbunden sind. Zur Einleitung der Schubkräfte in den Betonobergurt wurden in den Obergurtnoten Rundstahlbügel eingeschweißt. Die Enddiagonale gibt

are Horizontalkomponente in ein 150 mm langes Winkelstück ab, das gegen die Stirnflächen der Platte drückt und auch gleichzeitig als Plattenauflager bildet. Um sicherzustellen, daß die Platte auch wirklich an diesem Punkt aufliegt, wurde hier später noch eine kleine Blechscheibe (Abfallstück von der Stanze) angeheftet. Der Überflansch des Unterzugs wurde durch eingeschweißte Rippen an dem Auflagerpunkt ausgesteift.

Zur Erzielung der Windscheibenwirkung wurden in den Drittelspunkten der Plattenlängsseiten abgekanntete U-Stücke einbetoniert, die durch Rundstahlbügel mit der Platte verankert sind. Schubkräfte entstehen hier durch die nach der einen Seite um 22,5 mm vom Vertikalverband aus auskragende Deckenscheibe. Sie wurden nach der Dübelformel ermittelt. Das Kragmoment erzeugte nur geringe Spannungen in der Scheibe, die nicht besonders verfolgt zu werden brauchten.

3 Herstellung im Winterbau und Montage

Um den Rohbau zügig erstellen zu können, wurden die Verbundplatten im Winter in einer Werkshalle hergestellt. Ein Schalungsboden aus Holz war groß genug, um 20 Platten in einem Arbeitsgang herzustellen. Die Platten lagen hierbei mit der Oberseite nach unten; zwischen den einzelnen Platten befand sich eine 7 cm dicke Holzleiste (= Plattendicke), die nach dem Betonieren herausgenommen wurde. Die Betonungüte wurde vorschriftsmäßig überwacht, die Probelastung einer Platte bis zum Bruch brachte vollauf befriedigende Ergebnisse.

Da die Werkshalle unbeheizt war, wurde ein Schutzdach über dem Schalungsboden errichtet und Warmluft über die Platten geleitet. Nach zwei bis drei Tagen wurden sie mit dem Kran abgehoben und anderweitig gestapelt, um den Schalungsboden für eine neue Serie frei zu bekommen.

So standen die Decken gleich nach der Montage des Stahlskeletts zur Verfügung. Sie wurden mit einem kleinen Autokran auf die entsprechende Etage gehoben und auf den Unterzügen quer zum Gebäude bis zur Einbaustelle verschoben. Das Verschweißen der Platten mit den Unterzügen und untereinander verlief reibungslos. Anschließend wurden die Fugen vergossen, und die Verlegung des Fußbodens konnte beginnen.

4 Die Fassade

An die Fassade waren weniger Forderungen zu stellen als beim konventionellen Bauen. Sie verlor den tragenden Charakter und ist nur noch Raumabschluß und hat Witterungseinflüsse fernzuhalten. Der Architekt war frei in der Gestaltung und hat ein Rastermaß von 2,5 m gewählt (Bild 5).

Der Raster wird von stählernen Pfosten und Riegeln aus 50 mm Vierkantrohren gebildet. Die Pfosten zwischen den Stützen reichten statisch nicht aus. Sie wurden durch einen Vierkantzuggurt und Querverbindungen zu einem Rahmenprofil verstärkt. An diesen zusätzlichen Zuggurten ließen sich die Wände anschließen; ansonsten sind sie durch die Vorhänge weitgehend verdeckt. Das Pfostenprofil erhält dadurch eine große Steifigkeit. Als Brüstungsplatten wurden Opal-Glaselemente verwendet, die mit Foam-Glas gut isolieren und farblich das Bauwerk beleben. Sie verwehren den Einblick in die Geschoßdecken. Nur zeitweise benutzte Räume wurden einfach, die übrigen Thermopane-verglast. Die Wendeflügelanordnung direkt unterhalb der Decke hat sich zur Lüftung gut bewährt. Die Ausbildung der Fassade war allerdings in dieser Weise nur bei einem sehr leistungsfähigen Heizsystem möglich. Erd- und erstes Obergeschoß werden durch Warmluft temperiert, in dem ständig benutzten Bürogoschoß wurde auf Radiatoren-Heizung zurückgegriffen. Da das Gebäude keine wärmespeichernden Wände hat, kühlt es schnell aus, ist aber auch schnell wieder aufzuheizen. Die Heizölkosten lagen mit DM 7000,— bis DM 8000,— pro Jahr für das Gebäude kaum höher als für einen sonst notwendigen Heizer.

4. Die Stahlkonstruktion

4.1 Haupttragglieder

Drei Decken sind von der Stahlkonstruktion abzufangen: Waschgogoch, Bürogoschoß und Dach. Die vierte Decke liegt direkt auf dem Erdboden auf, wobei zum Ausgleich von Höhenunterschieden eine Schicht aus verdichtetem Sand und Bauschutt zwischengeschaltet wurde. Eine Unterkellerung besteht nicht. Bei den abzufangenden Etagen bestehen die Böden von Wasch- und Bürogoschoß aus 7 cm dicken Stahlbetonplatten, die sich bei 1,25 m Breite (= halbe Rasterbreite) über 5 m Länge spannen (Näheres hierüber unter 3). In 5 m Abstand liegen die Unterzüge, die an den Enden und zweimal im Innern des Gebäudes nach oben durch Rundstähle aufgehängt sind.

Im Dach befinden sich 1 m hohe Vollwandträger, in die die Lasten der Unterzüge durch die Rundstahlaufhängungen eingeleitet wurden. Sie spannen sich über die ganze Gebäudebreite. Außer den Lasten der beiden angehängten Geschosse erhalten sie die Dachlast. Die Dachebene besteht aus Schaumbetonplatten von 2,50 m Länge, die sich quer zum Gebäude spannen und auf Pfetten aufliegen, die an die Vollwandträger anschließen.



Bild 5. Ansicht des Hauses



Bild 6. Der fertige Rohbau

Die Vollwandträger (Bild 6) übertragen ihre Auflagerlast in die Außenstützen, die somit in allen Geschossen die gleiche Last haben. Die Außenstützen sind mit den Zwischenebenen nur zum Zweck der Unterteilung ihrer Knicklänge in x- und y-Richtung verbunden. Im Innern des Gebäudes befinden sich keine Stützen, wenn man von den vier Stützen um das Treppenhaus absieht, die der Windaussteifung dienen.

Die 2,50 m langen Endfelder des Gebäudes sind ebenso konstruiert wie die 5 m langen Innenfelder. Es fehlen jedoch die Außenstützen und damit der Vollwandträger im Dach. Deshalb wurden die Deckenunterzüge am Gebäudeende an den auskragenden Pfetten aufgehängt, die wegen dieser Beanspruchung durch zusätzliches Fachwerk verstärkt wurden.

Für die Aufnahme des Windes wirken alle drei Decken des Gebäudes als Scheiben, die im Bereich des Treppenhauses horizontal gehalten sind. In Dachebene ist die Scheibenwirkung durch Verbände erreicht worden, während in den beiden Decken die Scheibenwirkung durch die Deckenelemente selbst erzielt wurde. Sie wurden an der 1,25 m langen Stirnseite an zwei Stellen mit dem Oberflansch des Unterzuges verschweißt, der dadurch die Platten in bezug auf Windscheibenwirkung miteinander verbindet. Außerdem wurden die Platten in den Drittelpunkten der 5 m langen Längsseiten miteinander verschweißt. Die an den Verdübelungsstellen auftretenden Kräfte sind in der statischen Berechnung nachgewiesen. Die vier Stützen um das Treppenhaus herum sind durch Diagonalverbände zu zwei Vertikalscheiben quer zum Gebäude und einer längs zum Gebäude miteinander verbunden und sichern so die drei Horizontalscheiben des Gebäudes gegen Verschiebung und Verdrehung. Die Fundamente des Gebäudes sind sehr einfach ausgebildet. Die Außenstützen stehen auf Einzelfundamenten, während bei den Fundamenten der Windverbandsstützen je zwei zu einem Balken zusammengefaßt sind.

4.2 Statik und Bemessung

Um die Kosten der Stahlkonstruktion niedrig zu halten, wurden alle Möglichkeiten für eine wirtschaftliche Bemessung ausgenutzt. Hierbei seien erwähnt: Durchlaufwirkung in Verbindung mit dem Traglastverfahren; möglichste Ausnutzung der zulässigen Spannungen, wobei der Durchlaufträger wenig durchbiegungsempfindlich ist; Verwendung von St 52.

Die Unterzüge im Wasch- und Bürogewölb sind Durchlaufträger über drei Felder von 5,00 — 7,50 — 5,00 m Feldweite. Bemessen wurden sie nach dem Traglastverfahren, wobei die Formeln $q \frac{l^2}{11}$ und $q \frac{l^2}{16}$ der DIN 1050 auf Grund einer besonderen Überlegung Verwendung fanden, obwohl die kleinere Feldweite kleiner als 80 % der größeren ist. Im vorliegenden Fall ergab sich als Profil ein IPL 240, während nach der Elastizitätstheorie ein Profil höher erforderlich gewesen wäre.

Als Hängestangen wurden Rundstäbe aus St 37 verwendet. Die zulässige Spannung bei Normaltemperatur beträgt 1,6 t/cm². Die Fließgrenze sinkt bei 400° C auf die Hälfte, also 1,2 t/cm² herab. In diesem Zustand tritt Fließen bei ständiger Last und einer Nutzlast von etwa 70 kg/m² ein, das heißt, die Zugstangen versagen erst bei Erwärmung auf mehr als 400° C. Diese Werte wurden mit Rücksicht auf die feuersichere Ummantelung ermittelt und lassen eine solche keinesfalls als dringend nötig erscheinen.

Die schweren Unterzüge im Dach, an denen die beiden darunterliegenden Geschosse hängen, erhielten mit Rücksicht auf die architektonische Gestaltung der Fassade eine Bauhöhenbeschränkung auf 1 m. Als Gurte dienen halbierte I 400 aus St 52, die durch ein Stegblech aus St 37 miteinander verbunden sind. Die Gurte wurden durch ein bis zwei Lamellen aus St 52 verstärkt, deren Länge sich dem M-Verlauf anpaßt.

Die Nutzlast, die wegen der Begehbarkeit des Daches für Dachplatten und Pfetten mit 200 kg/m² angenommen wurde, wurde für die Unterzüge auf 75 kg/m² (= Schneelast) reduziert, da nicht angenommen werden kann, daß die volle Nutzlast von 200 kg/m², die vorwiegend durch Menschenansammlung gebildet wird, auf drei Etagen gleichzeitig auftritt. Diese Annahme stimmt zwar nicht mit DIN 1055 überein, erscheint jedoch vollauf gerechtfertigt, wenn man bedenkt, daß zur Erzeugung einer Nutzlast von 200 kg/m² auf nur einer Etage für nur einen Unterzug (sie muß dann zwei Gebäude-

felder von 5 m Breite und 17,50 m Länge bedecken) bereits die ganze Firmenbelegschaft erforderlich wäre. Die Randspannung der Dachunterzüge beträgt 2,4 t/cm², so daß bei einer Trägerhöhe von 1 m die Durchbiegung nicht gerade klein ist. Jedoch ist sie aus Nutzlast allein nur 3 cm groß, so daß hieraus keine baulichen Mängel zu erwarten sind.

Die Pfetten liegen mit den Dachunterzügen höhengleich. Sie bestehen daher aus 5 m langen Stücken, die mit angeschweißten Stirnplatten angeschlossen sind. Die Durchlaufwirkung wird mit auf der Baustelle angeschweißten Zuglaschen erreicht. Das Profil I 140 ist bei Bemessung mit $q \frac{l^2}{11}$ im Endfeld von 5 m Länge gerade ausreichend. Die Befestigung der Dachplatten sitzt in jeder Plattenfuge und umgreift den Pfettenflansch von beiden Seiten. Hierauf wurde bei der gewünschten Begehbarkeit des Daches und dem schmalen Pfettenflansch besonders Wert gelegt. Eine Verschiebung zwischen Dachplatte und Pfette ist damit wirksam verhindert.

Die Decken wurden mit folgenden Lasten berechnet:

Nutzlast	$p = 200 \text{ kg/m}^2$
2 cm Asphaltplatten	44 "
2,5 cm Mörtel	55 "
Doppelpappe	15 "
7 cm Beton der Deckenplatten	154 "
Stahlgewicht der Deckenplatten	12 "
Unterdecke	30 "
	$q = 510 \text{ kg/m}^2$

Hieraus ergibt sich für die Deckenunterzüge eine Last von:

$$\begin{aligned} q &= 510 \cdot 5,00 = 2550 \text{ kg/m} \\ g \text{ Unterzug} &= 60 \text{ kg/m} \\ \hline q &= 2610 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Die Außenstützen bestehen aus IPL 220, die Außenstützen im Endfeld aus IP 220, da sie infolge der auskragenden Decken höher belastet werden.

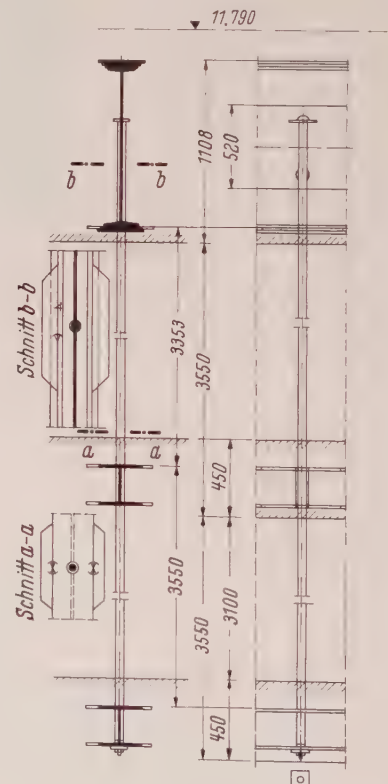


Bild 7. Hängeranschluß

4.3 Konstruktive Einzelheiten Hängeranschluß

An den beiden Deckenunterzügen: Die Flansche wurden durchbohrt, dann der Steg entfernt, die Zugstange durchgesteckt und durch Baustellennähte am Trägersteg angeschweißt. Die Flansche

urden zur Deckung des großen Lochabzugs mit seitlich ange-
weißten Verstärkungen versehen.

Am Dachunterzug: Anschluß der Hängekraft durch Nähte in Mitte
egblech, die nach unten hin durch halbkreisförmige Stegausneh-
ngen begrenzt sind. Die darunter vorhandene Naht wurde nicht
Rechnung gestellt, da sie durch die Zugspannung im Trägerunter-
rt gefährdet ist. Die seitliche Verstärkung im Trägeruntergurt
rde so bemessen, daß sie nicht nur den Lochabzug des Flansches,
ndern auch den bei gerissener unterer Naht fehlenden Teil des
eges ersetzt.

nschluß Dachunterzug-Außenstütze

Die Dachunterzüge erhielten an den Enden Schrägschnitte, die
r zu erwartenden Tangentenverdrehung aus ständiger Last ent-
recken. Sie wurden zunächst mit provisorischen Anschlußwinkeln
die Außenstützen angeschraubt. Dann wurden die Stützen in
öhe der nächst tieferen Decke nach dem Gebäudeinnern hin zu-
mmengezogen, bis ihre oberen Enden mit den Schrägschnitten der
chunterzüge übereinstimmten. Dann wurde der Anschluß ge-
aweißt. Hierdurch soll erreicht werden, daß bei vorhandener stän-
ger Last die Endstirnfläche des Dachträgers genau senkrecht steht,
daß in den Stützenkopf zunächst aus ständiger Last keine un-
absichtigten Momente aus Rahmenwirkung eingeleitet werden.

tabilisierung der Außenstützen

Die Außenstützen wurden in jeder Decke als gehalten betrachtet,
wohl sie frei vor der Fassade stehen und mit den Decken nur
urch senkrecht stehende Bleche von 20 mm Dicke und 300 mm
öhe, die die Fassade durchdringen, verbunden sind. Diese Verbind-
ngen sind nicht starr, sondern elastisch. Daher wurden die
ußenstützen auch als Druckstäbe gerechnet, die an den Enden
starr und den beiden Decken elastisch gelagert sind, wobei dort zur
ereinfachung der Rechnung Gelenke angenommen wurden. Der
Bere Flansch, der am leichtesten seitlich ausknicken kann, wurde
it dem inneren durch zwei eingeschweißte Bleche verbunden. An
esen schließt das 20 mm dicke Blech mit Schweißnähten an. Es ist
it dem Ende des Deckenunterzuges durch zwei waagerechte 6 mm
dicke Bleche verbunden, die es gegen Verschiebungen und Ver-
rehungen in y-Richtung sichern, aber vom Träger aus keine Quer-
räfte und Momente in die Stütze übertragen. Der Deckenunterzug
lbst ist durch das Verschweißen mit den Deckenplatten in y-Rich-
ng biegesteif. Die Elastizität dieses Anschlusses wurde den tat-
chlichen Verhältnissen entsprechend möglichst genau berücksichtigt.

5. Die Baukosten

Trotz überdurchschnittlicher Aufwendungen für die Heizung und
die Außenfassade können die Kosten als überraschend niedrig an-
gesehen werden. Einen Vergleichsanhalt gibt die Aufteilung auf die
wichtigsten Arbeiten, die pro m³ umbauten Raum in nachfolgender
Tabelle angegeben sind:

Arbeiten	DM/m³	%
Stahlbau einschließlich Treppen	11,2	12,4
Stahlfassade	10,4	11,6
Glas	10,7	11,9
Unterdecke und Wände	9,9	11,0
Heizung	7,1	7,9
Rohdecken	6,0	6,7
Maurer und Beton	5,5	6,1
Sanitäre Installation	5,4	6,0
Fußbodenbeläge	4,3	4,8
Tischler	4,1	4,5
Maler	3,2	3,5
Elektroinstallation	3,1	3,4
Estrich	2,3	2,6
Sonstige Bauarbeiten	6,8	7,6
Insgesamt:	96,0	100,0

Für die Stahlkonstruktion wurden ohne Treppen 9,5 kg/m³ um-
bauten Raum, mit Treppen 10,5 kg/m³ umbauten Raum Material
verbraucht. Auf die Baukosten bezogen, betragen die Aufwendungen
für die Stahlkonstruktion 12 %. Dabei war eine Gebäudebreite von
17 m ohne Zwischenabstützung zu überspannen. Der Preis der 5 m
weit gespannten Decke betrug DM 30,—/m², wobei die Leitungs-
führung jedoch kaum eingeschränkt ist und die Decke mit der
Unterdecke nur 40,5 cm Höhe mißt. Die Vorteile der Stahlkonstruk-
tion kamen durch die Verwendung der Fertigplatten gut zum Aus-
druck. Nach zehn Tagen war die Stahlkonstruktion montiert und der
Rohbau nach insgesamt einem Monat fertiggestellt. Trotz angespann-
ter Lage auf dem Bauarbeitsmarkt in der zweiten Jahreshälfte 1960
konnte das Gebäude nach acht Monaten bezogen werden. Die
schwerste und langatmigste Arbeit am Bau war das Verputzen der
Unterdecke, die feuerhemmend vorgeschrieben war. Der Brandwert
der einzelnen Geschosse liegt unterhalb jeglicher Gefährdung für
das Bauwerk. Weitere bauliche Brandschutzmaßnahmen erfolgten
nicht. Es wäre zu wünschen, daß Feuerschutzforderungen für diese
Art genutzten Raum bald entfielen.

Die Stahlkonstruktion
des 150-t-Hammerdrehkranes bei der Bremer Vulkan Schiffbau und Maschinenfabrik

Von Dipl.-Ing. Heinz Schwarz, Duisburg

DK 621.873.2

Beschreibung des Bauwerkes und Hauptabmessungen

Der Hammerdrehkran dient als Ausrüstungskran zur Bestückung
er vom Stapel gelaufenen Schiffe mit schweren Maschinenteilen,
lasten usw. Lange Untersuchungen ergaben als zweckmäßigste Aus-
führung einen Hammerdrehkran, der mit drei völlig voneinander
getrennten Hebezeugen ausgerüstet ist (Bild 1):

Eine 150-t-Katze mit einer größten Ausladung von 35 m ab
Hammerdrehmitte; im Bereich von 30 bis 35 m ab Drehmitte be-
trägt die Tragkraft jedoch nur 120 t. Um die Gründung und die
onstruktion zu entlasten, wurde das schwere 150-t-Hubwerk nicht
auf der Katze, sondern im Rückarm des Hammers untergebracht.
Hierdurch konnte die Katze etwa 40 t leichter gehalten werden,
und es ergab sich eine erheblich geringere Spurweite.

Eine 50-t-Katze mit einer größten Ausladung von 42 m ab Dreh-
mitte; wegen der geringeren Tragkraft wurde das Hubwerk hier
est auf dem Katzgerüst eingebaut.

Ein 7,5-t-Drehkran mit einer Ausladung von 15 m. Der Drehkran
at einen Fahrbereich auf dem Hammer von 35 m nach vorn und
5 m nach hinten. Die größte nutzbare Ausladung des Drehkranes
eträgt also 35 + 15 = 50 m ab Hammerdrehmitte.

Gegenüber einem Dopellenkerkran erwies sich diese Bauart für
die geforderten Tragkräfte und Abmessungen als wirtschaftlicher,
außerdem konnten die betrieblichen Anforderungen bezüglich der
Zusammenarbeit der 50-t- und 7,5-t-Hebezeuge nur hierbei ein-
wandfrei erfüllt werden.

Die Stahlkonstruktion wurde so ausgelegt, daß der Drehkran
und die 50-t-Katze bis in ihre vordersten Endstellungen mit ihren
Höchstlasten gemeinsam arbeiten können. Hierbei steht die 150-t-
Katze in ihrer hintersten Endstellung etwa 4 m vor Hammermitte.
Die 150-t-Katze arbeitet für sich allein, der Drehkran steht dabei
in seiner Ruhestellung über der Drehmitte, und die 50-t-Katze in
ihrer vordersten Endstellung.

Der Unterwagen des Drehkranes ist so gebaut, daß er über die
beiden Katzen hinwegfahren kann, es sind daher zwei getrennte
Fahrsuren erforderlich. Diese Bedingung ergab das System der
gewählten Konstruktion, einen horizontal liegenden Rahmen von
etwa 46 m Länge aus vollwandigen Kastenträgern, über den inneren
Stegen verfahren die beiden Katzen, über den äußeren der Dreh-
kran (Bilder 2 u. 3).

In diesem Zusammenhang muß auf die Drehverbindung des Kranes eingegangen werden. Der gesamte drehbare Teil ist glockenförmig auf die Säule oder das Stützgerüst aufgestülpt. Die vom drehbaren Teil auf das Stützgerüst abgegebene Belastung besteht aus Biege- und Drehmomenten sowie aus je einer resultierenden senkrechten und waagerechten Kraft. Das Biegemoment wird in ein Paar horizontaler Kräfte zerlegt, deren obere zugleich mit der senkrechten Auflast des drehbaren Teiles durch ein großes Axialrollenlager auf der Spitze des Stützgerüsts aufgenommen wird. Die untere Horizontalkraft wird über Drehrollen in die Druckscheibe des Stützgerüsts übertragen. Diese Drehrollen sind in den den unteren Abschluß des Glockengerüsts bildenden Druckring eingebaut (Bild 4). Die Drehmomente, die sich aus auf den drehbaren Teil wirkenden Massen- und Windkräften ergeben, werden über das Glockengerüst und den auf den Druckring aufgeschraubten Triebstockring in die Drehwerke und Verriegelungen auf der Druckscheibe übertragen. Auf den drehbaren Teil wirkende Horizontalkräfte verteilen sich nach dem Hebelgesetz auf das Hauptlager und die Drehrollen.



Bild 4. Druckring und Druckscheibe

2. Beschreibung der Konstruktionseinzelheiten

2.1 Hammerquerriegel

Die Kastenträger des Hammervorderteiles (Bild 3) bestehen aus zusammengeschweißten Blechen, die Dicke der Stegbleche beträgt innen 14 mm, außen 12 mm. Die Dicke der Gurbleche ist weitgehend dem Momentenverlauf angepaßt und beträgt zwischen 12 und 30 mm. Um Material zu sparen und wegen des besseren Aussehens wurde der Untergurt von der Einleitung der vorderen Unterstüztung bis zur Auslegerspitze um etwa 1,3 m hochgezogen. Die Auflage der inneren Fahrbahn wird zur Einleitung der Raddrücke von maximal 45 t durch einen eingeschweißten halbierten Breitflanschträger gebildet (Bild 5). Die Schienen liegen auf einer elastischen Unterlage aus Baumwollgewebe, die Schienenbefestigung erfolgt durch Aufkleben mittels angeschraubter Klemmscheiben. Zur Erzielung ausreichender Beulsicherheit sind die 3,8 m hohen Stege durch je drei Reihen Längssteifen ausgesteift. Zur Einleitung der Drehmomente — die Raddrücke beanspruchen den Träger auf Verdrehen — sind alle 4,2 m Querschotten angeordnet. Die gleichzeitig als Queraussteifungen dienen. Damit die Kastenträger auch von innen begehrbar sind, wurden in den Deckblechen und Schotten entsprechende Durchbrüche vorgesehen.

Eine Ausnahme hiervon bildet das Querschott über der vorderen Unterstüztung. Aus konstruktiven Gründen — äußeres Stegblech und äußere Wand des zweiwandigen Unterstüztungsfachwerkes liegen in einer Ebene (Bild 5) — mußte diese Unterstüztung ebenfalls exzentrisch angreifen, so daß an dieser Stelle M_x , M_y und M_D in den Kastenquerschnitt eingeleitet werden mußten. Wegen der erheblichen Kräfte (die größte Druckkraft beträgt etwa 680 t), wurde hier ein durchgehendes Schottblech angeordnet.

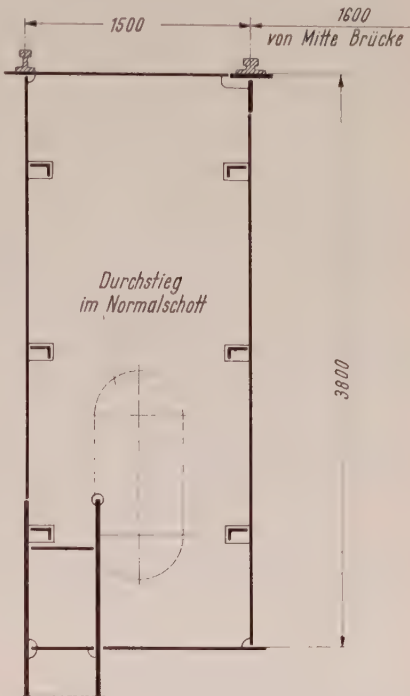


Bild 5. Hauptträgerquerschnitt mit Schott über vorderer Unterstüztung

Da die äußere Wand des Stützfachwerkes praktisch in das äußere Stegblech eingespannt ist, wurden zur Erzielung gleicher Beanspruchung im Einleitungsbereich beide Wände durch eingeschweißte Bleche verdrehsteif miteinander verbunden (Bild 6).

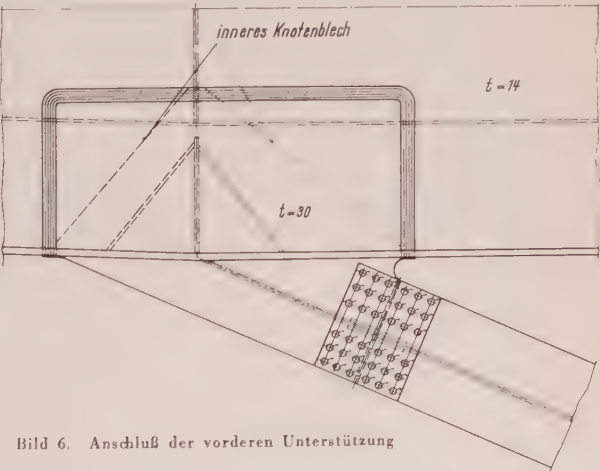


Bild 6. Anschluß der vorderen Unterstüztung

Der Rückarm besteht aus zwei geschweißten I-Trägern im Abstand der äußeren Kastenträgerstege. Zur Aussteifung der 12 mm dicken Stegbleche dienen wiederum drei Reihen Längssteifen mit entsprechenden Quersteifen. Die Gurte sind so ausgebildet, daß die aus gekreuzten Winkeln bestehenden Verbände ohne besondere Knotenbleche angeschlossen werden können. Die Exzentrizitäten am Anschluß der rückwärtigen Unterstüztung werden von der Vorderwand und dem durchgehenden Bodenblech des Maschinenhauses aufgenommen. Das Bodenblech wurde zur Aufnahme des aus Schrottbeton bestehenden Gegengewichtes von etwa 250 t entsprechend ausgesteift. Hierdurch wurde das Anbringen einer besonderen Schalung — in 45 m Höhe wäre dies sehr umständlich ge-

wesen — vermieden. Die Länge des Rückarmes ergab sich aus der größtzulässigen Ablenkung für das Seil des 150-t-Hubwerkes und den Platzverhältnissen des Maschinenhauses.

2.2 Unterstützung des Riegels und Glockengerüst

Alle Hauptstäbe bestehen aus geschweißten I-Querschnitten. Die Wahl von Kastenquerschnitten hätte bei den großen Unterstützungsdiagonalen geringe Gewichtseinsparungen und in der Ansicht etwas schlankere Querschnitte ermöglicht, jedoch waren diese Vorteile so gering, daß sie gegenüber den konstruktiven und herstellungsmäßigen Vorzügen des I-Querschnittes vernachlässigt werden konnten. Die sehr spitze Anordnung der Diagonalen im unteren Teil des Glockengerüsts ergab sich daraus, daß der drehbare Teil an den Eckpfosten des Stützgerüsts vorbeidrehen muß, so daß ein großer Ausschnitt der Glockenhauptwand freigehalten werden mußte. Die in den Stirnwänden und in den Ebenen zwischen den Diagonalen unter dem Lagerträger angeordneten Verbände, die man in Bild 4 erkennt, bestehen aus gekreuzten Winkeln. Diese vier Fachwerkscheiben bilden ein verdrehsteifes, statisch bestimmtes räumliches Fachwerk, welches die Drehmomente aus dem Hammerquerriegel in das Stützgerüst überträgt. Die Endscheiben dieses Raumfachwerkes werden oben durch den Lagerträger und unten durch den Druckring gebildet (Bild 7).

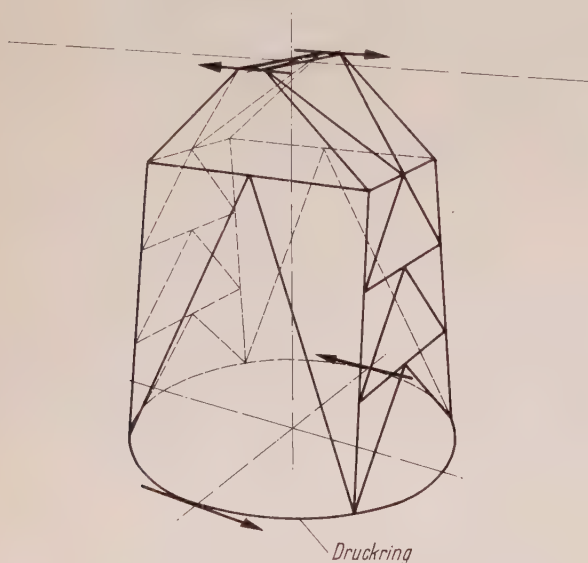


Bild 7. System des Glockengerüsts

Im Bild 4 sieht man den Druckring, ein aus mehreren Segmenten zusammengeschweißtes Vieleck mit rechteckigem Kastenquerschnitt, in den die Drehrollen zur Übertragung der unteren horizontalen Kräfte eingebaut sind. Statisch stellt der Druckring einen durch Kräfte und Momente in seiner Ebene belasteten, dreifach unbestimmten Ringträger dar.

2.3 Stützgerät

Das Stützgerät hat die Aufgabe, alle Auflagerkräfte des drehbaren Teiles in das Fundament abzuleiten. Die Krafteinleitung erfolgt oben über das Hauptlager und unten über die Druckscheibe (Bild 8). Die Konstruktion besteht aus vier Pfosten, die die Kanten eines quadratischen Pyramidenstumpfes bilden. Da die Seitenlänge des Systemquadrates auf dem Gründungskörper mit 9,2 m gegeben war und in der auf halber Höhe liegenden Druckscheibe ein möglichst großer Pfostenabstand angestrebt wurde, ergab sich in der Druckscheibenebene eine geringe Abknickung der Pfosten. Die Pfostenquerschnitte — sie haben eine größte Kraft von etwa 830 t aufzunehmen — bestehen aus schweren, geschweißten Kreuzprofilen von 700 mm Breite und 35 und 40 mm Dicke. Der Kreuzquerschnitt stellt die beste und einfachste konstruktive Lösung dar. Wegen der geringen Knicklängen kann der im Verhältnis zu den Querschnittsabmessungen kleine Trägheitsradius in Kauf genommen werden. Das Verhältnis von Pfostenbreite und Dicke wurde so gewählt, daß die Verbände ohne Knotenbleche angeschlossen werden können und die Beulsicherheit der abstehenden Teile sowie ausreichende Sicherheit gegen Drillknicken gewährleistet ist.

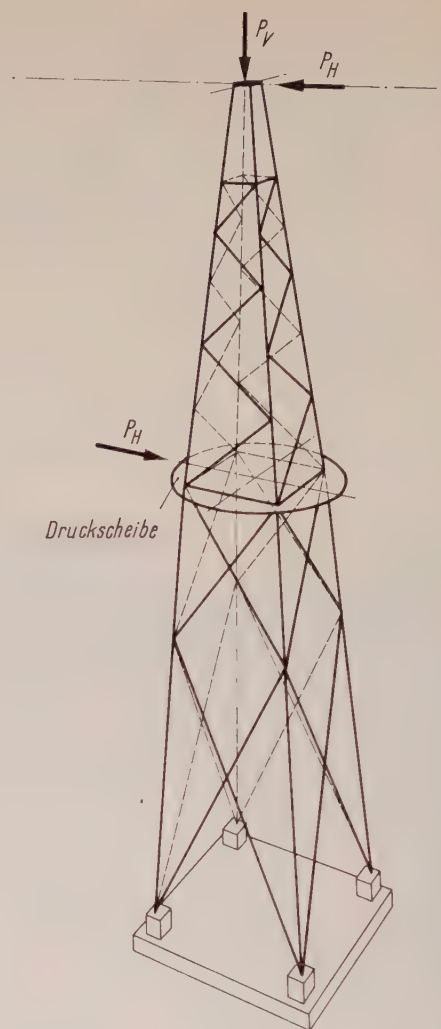


Bild 8. System des Stützgerüsts

5 m unterhalb des Hauptlagers sind die Pfosten gegen den aus Blechen zusammengeschweißten Stützgerüstkopf gestoßen. In diesem befindet sich der Schleifringkörper zur Stromversorgung des drehbaren Teiles. Die Abmessungen des Gerüstkopfes wurden so gewählt, daß ein guter Zugang und bequeme Wartung gegeben ist (Bild 9).

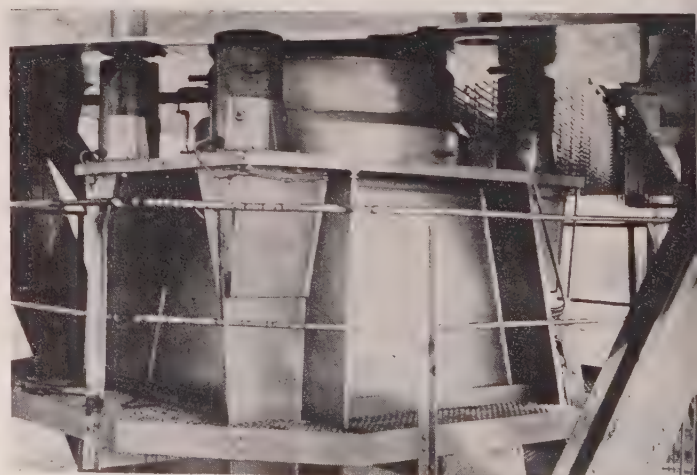


Bild 9. Stützgerüstkopf mit Hauptlager

Zur Übertragung der Querkräfte P_H aus den horizontalen Auflagerkräften (max. etwa 200 t) und zur Aussteifung sind die Pfosten durch Verbände aus gekreuzten Winkeln miteinander verbunden. Oberhalb der Druckscheibe wurden diese Verbände aus einfachen Strebenzügen gebildet; wegen der nach oben stark zunehmenden

Stabkräfte wurden die Feldweiten ungleich gehalten, so daß sich für die am höchsten belasteten Stäbe die geringsten Knicklängen ergeben. Unterhalb der Druckscheibe erwies sich ein Rautenverband als zweckmäßigste Lösung, das Zwischenfachwerk im untersten Teil (vgl. Bild 1) wurde zum Schutz der Pfosten gegen äußere Beschädigungen infolge Anpralls irgendwelcher Fahrzeuge vorgesehen.

Die Druckscheibe besteht aus einer versteiften Blechscheibe von etwa 10 m Durchmesser. Der Umfang ist durch einen Rechteckstahl eingefäßt, der die Lauffläche der Drehrollen bildet. Am äußeren

Rand ist die Scheibe zur Aufnahme der hohen Drücke aus den Drehrollen durch eingeschweißte dickere Bleche verstärkt.

3. Vorschriften, Baustoffe, Ausführung

Die Stahlkonstruktion wurde nach DIN 120, Gruppe 1 berechnet. Der statischen Berechnung lagen weiter zugrunde: DIN 4114 und DV 848. Die Konstruktion besteht zum größten Teil aus St 37, lediglich die Hauptstäbe der Ausleger- und Rückarmunterstützung sowie die Pfosten des Stützgerüsts sind in St 52 ausgeführt. Der Entwurf der gesamten Konstruktion, Werkstattfertigung und Montage erfolgte durch die DEMAG A.-G., Duisburg.

Verschiedenes

Persönliches

Dipl.-Ing. E. M. Hünnebeck, 70 Jahre

Am 30. Juli 1961 vollendet Dipl.-Ing. E. M. Hünnebeck, in Bochum geboren, sein 70. Lebensjahr.

Nach seinem Abitur im Jahre 1910 studierte er an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen in der Fachrichtung Architektur. Er erkannte frühzeitig den Nutzen der Statik und fand verständnisvolle Unterstützung durch seinen Lehrer, Herrn Prof. Komke. Schon auf der Technischen Hochschule zeichnete sich der werdende Ingenieur-Architekt durch seine besonderen Leistungen aus, so daß ihm dieserhalb im Jahre 1913 die Intze-Plakette verliehen wurde.

Nach dem Diplom-Examen im ersten Weltkrieg betätigte er sich als Bauleiter bei den Condor-Flugzeug-Werken. Als Mitglied des Ausschusses für wirtschaftliches Bauen verfaßte er einige Aufsätze; ebenso erschienen von ihm Veröffentlichungen über die Ausbildung und Berechnung gerader und gewölbter Stabnetzwerke, die serienweise und in großen Mengen, besonders für das Ausland, hergestellt wurden.

Während des zweiten Weltkrieges hat er u. a. Flugzeughallen und Flugzeugwerften als Serienkonstruktionen entwickelt, die in kürzester Zeit aufgestellt werden konnten. So betrug

B. dafür die Montagezeit einschließlich der Fundamente, Schiebepore und einer leichten Krananlage 5 bis 6 Tage.

Nach dem Kriege galt seine Arbeit insbesondere der Weiterentwicklung des Stahlleichtbaues. Schiffshebegeräte mit 200 t Tragkraft aus einschwimmbaren geschweißten Stahlrohrkonstruktionen, einige Messehallen in Köln, die Schwedler-Kuppeln für die Rheinhalle und weitere Profilstahlrohrkonstruktionen für weitgespannte Hallen im In- und Ausland sowie neuartige Montageverfahren für Bohr- und Fördertürme, für Schiebetore von großen Ausmaßen als Flächen-tragwerke sind unter seiner umsichtigen Leitung entstanden.

Eine besondere Entwicklungsarbeit erstreckt sich auf das Gebiet offener warmgewalzter Profile als Druckstäbe im Stahlbau. Auch seien hier die wohl in allen Bauunternehmungen bekannten Schalungs- und Rüstgeräte als Lehrgerüst für hochwertige Stahlbeton- oder Spannbetontragwerke erwähnt, die nach dem Teleskop-System aufgebaut und neben- und untereinander einbaubar sind.

Allein in den letzten 12 Monaten wurden über 2 Millionen Meter dieser Träger hergestellt und geliefert, eine Menge, die nach durchgeführten Testen 60 % des deutschen und ausländischen Marktes ausmacht. Die volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Entwicklung fand ihre Anerkennung durch die Verleihung der Goldmedaille auf der großen Rationalisierungs-Ausstellung in Düsseldorf und wurde durch den Herrn Minister für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen ausdrücklich bestätigt.

Den letzten Ausdruck seines Schaffens vermitteln die kühnen Konstruktionen auf der diesjährigen Industriemesse in Hannover, wo insbesondere die Eingangshalle zum Messegelände einen im-

posanten Eindruck seiner als Ingenieur-Architekt geleisteten Arbeit vermittelt.

Das Bild wäre allerdings nicht vollständig, wenn wir nicht gleichzeitig des Menschen Hünnebeck gedenken würden. Sein lauterer Charakter und sein verbindliches Wesen werden in allen Kreisen, die mit ihm zu tun haben, sehr geschätzt. Hünnebeck kennt die Welt, hat überall Freunde, liebt die Geselligkeit und ist ein Verehrer der bildenden Kunst und der Musik. Mit „Beethoven“ beginnt sein Tageslauf und das alles ist in der kulturdurchdrungenen Atmosphäre seines Hauses nur möglich, weil ihm seine Frau Gemahlin stets freundlich und gleichgesinnt zur Seite steht.

Möge es ihm vergönnt sein, noch recht viele Jahre froh und in voller Gesundheit inmitten der Seinen, seiner Mitarbeiter und Geschäftsfreunde zu verbringen.

K. Hirschfeld, Aachen

Bücherschau

Taenzer, W.: Stahlmaste für Starkstromfreileitungen, Berechnung und Beispiele. 3. Auflage überarbeitet von Fielitz, K. und Mors, H. Springer-Verlag Berlin 1960. 164 Seiten. DM 46,—.

Die dritte Auflage des weitverbreiteten erstmalig 1930 erschienenen Buches wurde überarbeitet. Die VDE-Vorschriften 0210, Ausgabe 1958 für Starkstrom-Freileitungen und die heutigen Mastformen, z. B. für 380-kV-Betriebsspannung verlangten völlig neue Beispiele der statischen Berechnungen, die den Hauptinhalt des Buches ausmachen. Neuaufgenommen wurden auch moderne Fundamentformen wie Einsetz- und Bohrfundamente.

Stahlmaste finden bei Freileitungen mit Betriebsspannungen über 30 kV Anwendung. Der Leser wird zunächst mit den für die Mastberechnung wichtigen Teilen der VDE-Vorschriften 0210/2.58 bekannt gemacht. Es folgen allgemeine Hinweise zur Berechnung und Konstruktion der Maste und Fundamente. Diese Hinweise, besonders zur Gestaltung der Maste, sind, auf wenigen Seiten zusammengefaßt, viel zu kurz. Die konstruktiven Möglichkeiten werden nicht geschildert, auch nicht angedeutet. Man vermißt Erläuterungen der wirtschaftlichen Einflüsse verschiedener Konstruktionsmerkmale, wie z. B. Knicklängen der Eckstiele und Diagonalen, Mastbreiten an der Traverse und am Erdaustritt, der Grundriß der Maste, z. B. eines Rechteckes und Wahl der Werkstoffqualität und des Korrosionsschutzes, Wahl der Profilform und -dicke.

Das heute auch für den Mastkonstrukteur notwendige ökonomische Denken wird leider nicht angeregt. Wie sehr uns dies heute gegenüber dem Ausland fehlt, weiß jeder Fachmann.

Im zweiten Hauptkapitel werden die statischen Berechnungen von 12 Winkelstahlmasten und deren Fundamente wiedergegeben. Die Berechnung eines 220-kV-Tragmastes aus Stahlrohren mit Betonfüllung nach dem System Motor-Columbus ergänzt den Hauptabschnitt. Die Beispiele je ein Trag- und Spannmast für sechs verschiedene Leitungen von 30 bis 380 kV Betriebsspannung sind der bis 1958 üblichen Praxis deutscher Energieversorgungs-Unternehmer entnommen. Jede Berechnung ist übersichtlich geordnet und beginnt mit Angaben der Seile, der Spannweite und der äußeren Gewichts- und Windlasten, durch Seile und Maste sowie mit den äußeren Lasten durch Seilzüge. Die Berechnungen werden ausführlich und verständlich wiedergegeben, allerdings nur für den jeweils maßgebenden Lastfall. Die vorgerechneten statischen Be-



Wirtschaftlicher
konstruieren —
rationeller bauen
mit **IPE**- Profilen aus

Thyssenstahl

Nutzen Sie die zahlreichen technischen Vorteile dieser neuen europäischen Norm für parallelflanschtige I-Leichtprofile.

Die IPE-Profile und unsere Breitflanschträger der normalen, leichten und verstärkten Reihe fertigen wir auf der neuen Universal-Parallelflanschträger-Straße, deren spezielle technische Einrichtung die gleichbleibend hervorragende Qualität unserer Profile sichert.



AUGUST THYSSEN-HÜTTE AG · DUISBURG-HAMBORN

Pfeiffer

Vakuum - Schweißnahtprüfer S N P 1



besonders geeignet für Behälter und Rohre, die einer Druckprobe nicht unterworfen werden können. Kleinsten Krümmungsradius 1000 mm.

Die Pumpe erzeugt unter der Plexiglasscheibe ein Vakuum. Ein auf die Naht aufgetragener Schaumbildner zeigt durch Aufschäumen die Undichtigkeiten an.

ARTHUR PFEIFFER GMBH · WETZLAR / LAHN

Gegründet 1890



Schutzisolierung auch in der Schweißtechnik:



Knüttz

Neben den 1000fach bewährten 42-V- und 47-V-Typen (Lichtsteckdose) jetzt auch 4-kVA-Geräte mit 65-V-Zündspannung für Elektroden 1,5—3,25 mm ϕ

140 A
22 kg

135 A
25 kg

Kombi-Knurz (Licht u. Kraft) für Elektroden 1,5—4 mm ϕ

175/135 A
29 kg

KIRSCH

Elektroschweißgeräte, Trier-Biewer
Ruf (0651) 60 22 · Telex 047 857

Bitte neue Sonderprospekte anfordern!

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Österreichische Stahlbautagung 1961 in Innsbruck/Igls unter dem Thema:

„Der Stahlbau im Dienste des Verkehrs“

Die Österreichische Stahlbautagung 1961 findet in der Zeit vom 28. September bis 1. Oktober in Innsbruck/Igls statt. Sie hat sich als Thema gestellt: „Der Stahlbau im Dienste des Verkehrs“. Das Tagungsprogramm umfaßt nachstehende Vorträge:

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Eugen Czitary, Wien: „Entwicklungstendenzen im Seilbahnbau“.

Prof. Dr. techn. Johann Billich, Wien: „Der Werkstoff Stahl und die Aufgaben der Nahförderung“.

Bundesbahn-Zentralinspektor Dipl.-Ing. Werner Czuba, Wien: „Die Eisenbahnen als Stahlverbraucher unter besonderer Berücksichtigung des Oberbaues“.

Bundesbahn-Direktionsrat Dipl.-Ing. Walter Tschepper, Wien: „Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen“.

Landes-Oberbaurat Dipl.-Ing. Josef Gruber, Innsbruck: „Stählerne Straßenbrücken in Tirol“.

Besichtigungen der Baustelle der Brenner-Autobahn und der Europa-Brücke über das Tal der Sill werden am Samstag, dem 30. September, stattfinden.

Einladungen zur Tagung sind beim Österreichischen Stahlbauverband, Wien III., Lothringer Straße 16, erhältlich.

Einsparung von Heizungskosten im Industriebau

Der Wärmeschutz wird heute im Industriebau noch häufig vernachlässigt. Vorschläge für eine gute Wärmedämmung beim Neubau eines Fabrikgebäudes werden oft nur unter dem Gesichtspunkt der höheren Baukosten beurteilt.

Die mögliche Einsparung an Heizkosten soll hier am Beispiel eines Welldaches gezeigt werden. Die sehr wirtschaftliche Eindeckung mit Wellasbestzementplatten hat sich besonders im Industriebau gut durchgesetzt. Ein Nachteil gegenüber anderen Dachkonstruktionen ist die außerordentlich geringe Wärmedämmung. Dieser Mangel läßt sich jedoch verhältnismäßig einfach und vor allem ohne Beeinträchtigung der Vorzüge des Welldaches durch Einbau einer Welldachdämmung aus ODENWALD-Spezialplatten beheben. Die Holzfaserdämmplatten werden vom Werk einschließlich der tragenden Metallprofile in fertig zugeschnittenen Längen geliefert und im allgemeinen vom Dachdecker zusammen mit den Wellplatten verlegt. Die Senkung der Heizkosten, die bereits mit 20 mm dicken Dämmplatten erreicht wird, ist erheblich.

Der Wärmedurchlaßwiderstand des ungedämmten Welldaches beträgt nur 0,02 m²h⁰/kcal was nach DIN 4108 ein $k = 4,76 \text{ kcal/m}^2\text{h}^0$ liefert.

Mit 20 mm dicken ODENWALD-Spezialplatten (Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 0,04 \text{ kcal/mh}^0$) wird ein Wärmedurchlaßwiderstand von 0,50 m²h⁰/kcal erreicht. Die Wärmedurchgangszahl beträgt dann $k = 1,28 \text{ kcal/m}^2\text{h}^0$. In dieser Zahl ist die Wärmedämmung der Wellplatten und der zwischen Wellplatten und Holzfaser-Dämmplatten befindlichen Luft nicht berücksichtigt, jedoch kann mit Rücksicht auf die geringe Luftgeschwindigkeit in diesem Luftraum auch an der Oberseite der Dämmplatten mit einer Wärmeübergangszahl von $\alpha_a = 7$ gerechnet werden.

Die Differenz zwischen den beiden ermittelten Wärmedurchgangszahlen ergibt eine Einsparung von 3,48 kcal/m²h⁰. Bei Annahme eines Mittelwertes von 3500 Heizgradtagen schwanken die spezifischen Heizungskosten je 1 m² Dachfläche zwischen ca. 17,— DM/10⁶ kcal für Zentralheizung mit Schweröl und ca. 25,— DM/10⁶ kcal für Kohlenfeuerung. Ein Mittelwert von 20,— DM/10⁶ kcal ist also nicht zu hoch angesetzt.

Damit beträgt die Einsparung an Heizungskosten je qm Dachfläche bei 24stündiger Beheizung

$$3,48 \cdot 3500 \cdot 24 \cdot 20 \cdot 10^{-6} = 5,85 \text{ DM/m}^2 \cdot \text{Jahr.}$$

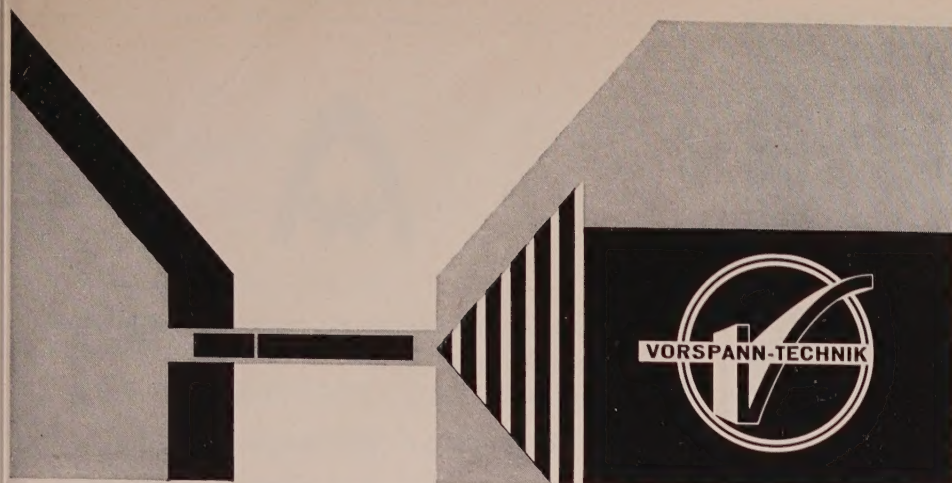
Das bedeutet, daß sich eine Dämmung aus 20 mm dicken Platten entsprechend den angesetzten täglichen Heizstunden nach 2 bis 5 Jahren bezahlt machen wird.

Wir bitten um freundliche Beachtung der Beilagen der Firmen

Hannoversche Lebensversicherung auf Gegenseitigkeit zu Hannover, vorm. Preußischer Beamten-Verein, Hannover
Holzfaserplattenwerk Odenwald GmbH, Amorbach/Ufr.

in unserer Inlandauflage.

Das allseitig bewegliche Gummilager



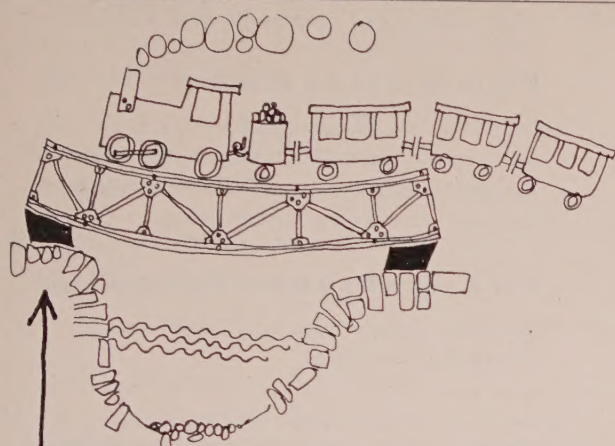
NEOPRENE LAGER*

VORSPANN-TECHNIK

BRÜCKEN
INDUSTRIEBAU
BEHÄLTER

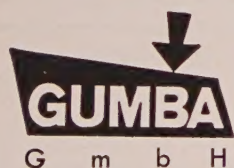
Ratingen
Postfach 191
R 4457
FS 0858 2999

* Zugelassen durch Bundesverkehrsministerium



**GUMBA
GUMMILAGER!**

Planen Sie Ihr nächstes Bauwerk mit GUMBA:
Brücken, Balken, Binder ruhen zwangungsfrei auf GUMBA-
Lagern. Über die Berechnung informiert Sie unsere aus-
führliche Broschüre.



MÜNCHEN 42
Mathunstraße 13



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH - MULHEIM (RUHR) - SPELDORF

Stahlbauten und Stahlkonstruktionen

Stahlbau Adolf Jrle KG., Buschhütten/Siegerland

Telefon: Siegen 72 247 - 49

Fernschr.: 08 7880

Nur rechtzeitige

Abonnements - Erneuerung

kann dazu beitragen, daß Ihnen Ihre unentbehrliche
Fachzeitschrift ohne Unterbrechung weitergeliefert wird.

Bestellen Sie deshalb umgehend

DER STAHLBAU bei ihrem bisherigen Lieferanten:

Buchhändler oder Postzusteller

STELLENANGEBOTE

Für den Bau der **Stadtautobahn Nord-Süd-Straße**

sucht die Stadt Duisburg (Ortsklasse 5)

mehrere tüchtige Bauingenieure (HTL)

sowie

einen erfahrenen Diplom-Ingenieur (TH).

Vergütung nach BAT, evtl. Übernahme in das Beamtenverhältnis. Verheiratete Bewerber erhalten nach den geltenden Bestimmungen Trennungsentschädigung, zusätzlich Heimfahrtsurlaub und Umzugskostenvergütung.

Bei der Beschaffung einer Wohnung ist die Stadt auf Wunsch behilflich.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind binnen 3 Wochen nach Veröffentlichung dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer 443 beim Personalamt der Stadt Duisburg einzureichen.

Statiker – Brückenbauer

zur Leitung des Konstruktions-Büros von Maschinenfabrik (ca. 90 – 100 Belegschaftsmitglieder)
Nähe Düsseldorf gesucht. Wohnung vorhanden.

Wir erbitten ausführliche Bewerbung mit den üblichen Unterlagen an **20 467 Der Stahlbau**, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Die Saarbergwerke Aktiengesellschaft sucht
zum sofortigen Eintritt einen

jungen Diplom-Ingenieur (Statiker)

mit guten theoretischen Kenntnissen im Stahlbau-
fach. Bei Eignung ist die Möglichkeit der Einarbeitung
in das Gebiet der modernen Fördertechnik von
Massengütern gegeben. Die Stelle ist bei ent-
sprechenden Leistungen entwicklungsfähig.

Bewerber können ihre Unterlagen mit Lichtbild,
Angabe des frühesten Eintrittstermins sowie Gehalts-
ansprüchen einreichen an die Oberbeamten-
abteilung der

Saarbergwerke Aktiengesellschaft, Saarbrücken



Sucht

Konstrukteure und Techniker für

**Aluminiumfassaden
Aluminiumfenster
Schaufensteranlagen
Stahlfenster**

H. ALBRECHT & CO.
STAHL-UND-METALLBAU
KORNWESTHEIM



Für Entwurf und Berechnung moderner **Stahlbrücken-
Konstruktionen** suchen wir

Statiker (Dipl.-Ing.)

möglichst mit 2 bis 3 Jahren Brückenbaupraxis
(nicht Bedingung) in Entwurf und Konstruktion.

Kommissionsführer

(möglichst mit HTL-Abschluß)
mit mehrjährigen Erfahrungen aus ähnlicher
Tätigkeit und guten Kenntnissen in der Konstruk-
tion und Abrechnung von Projekten.

Konstrukteure (Fachschul-Ing.)

die über Erfahrungen auf dem Gebiet des
Brückenbaus verfügen.

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem
Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild bitten wir,
unter gleichzeitiger Bekanntgabe des Gehaltswunsches
und des frühesten Eintrittstermins, unserer Personal-
abteilung einzureichen.

RHEINSTAHL WANHEIM GMBH
Duisburg - Wanheim

Beim Brücken- und Hafenbauamt der Stadt Frankfurt am
Main ist die Stelle eines

Baurates

Bes. Gr. A 13 HBO

umgehend zu besetzen.

Interessenten, die die Voraussetzungen für eine Über-
nahme in das Beamtenverhältnis (II. Staatsprüfung) nicht
erfüllen, werden vorerst im Angestelltenverhältnis, Verg.
Gr. III BAT, beschäftigt.

Gefordert werden gute Kenntnisse im Entwurf und in der
Ausführung von Stahlbeton- oder Stahlbrücken. Erwünscht
sind außerdem Kenntnisse im Entwurf und in der Aus-
führung von Kaianlagen.

Diplom-Ingenieure des Bauingenieurwesens mit mehr-
jähriger Praxis werden gebeten, ihre Bewerbungen mit
handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnis-
abschriften unter Kennziffer 6501/III/1 zu richten an den

Magistrat der Stadt Frankfurt am Main,
Personalamt, Alte Mainzer Gasse 4

Einladung zur Subskription!

Im September 1961 erscheint:

HANDBUCH DER SCHWEISSTECHNOLOGIE

Lichtbogenschweißen

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. H. KOCH
unter Mitarbeit von 41 namhaften Fachleuten
des In- und Auslandes.

Der Subskriptionspreis - DM 72,—
liegt wesentlich unter dem endgültigen
Ladenpreis - DM 85,—.

◀ Nutzen Sie deshalb diese Chance!

Letzter Termin: 1. 9. 1961.

Aus dem Inhalt:

Teil A: VERFAHREN UND GERÄTE. Begriffe und Einteilung der Lichtbogenschweißverfahren. Der Schweißlichtbogen: Physikalische Vorgänge im Lichtbogen. Werkstoffübergang im Schweißlichtbogen: Grundbegriffe der Elektrotechnik, Schweißstromquellen, Schweißumformer, Schweißtransformator, Einzel-Schweißgleichrichter, Wahl der Schweißstromquelle, Zubehör, Werkzeuge und Hilfseinrichtungen für das Elektroden-Lichtbogenschweißen, Maschinelles und halbmaschinelles Lichtbogenschweißen, Unterpulverschweißen, Schutzgasschweißen, Bolzenschweißverfahren.

Teil B: LICHTBOGENSCHWEISSEN IM FERTIGUNGSBETRIEB. Praktische Ausführung des Lichtbogenschweißens von Stahl: Vorbereitung und Durchführung der Schweißarbeit, Schrumpfungen, Schrumpfspannungen, Nachrichten, Entspannen, Kostenberechnung. Prüfung der Werkstoffe und Schweißverbindungen: Mechanisch-technologische Prüfverfahren, Durchstrahlungsverfahren, Ultraschallprüfung, Sonstige Prüfverfahren, Ausbildung der Schweißer, Schweißfachleute und Schweißingenieure, Unfallverhütung und Schutzmaßnahmen.

Teil C: METALLURGIE DER LICHTBOGENSCHWEISSUNG. Schweißen von Stahl: Der Werkstoff Stahl. Kurze Übersicht über seine Herstellung, Eigenschaften und Behandlung, Zusatzstoffe für sämtliche Lichtbogen-Schweißverfahren, Die Schweißnaht, Schweißen von Gußeisen. Schweißen von Nichteisenmetallen: Kupfer- und Kupferlegierungen, Nickel- und Nickellegierungen, Leichtmetalle.



Deutscher Verlag für Schweißtechnik GmbH
Vertriebsabteilung • Krefeld • Postfach 3197

5

Zeit entscheidet



Fabrikfliess

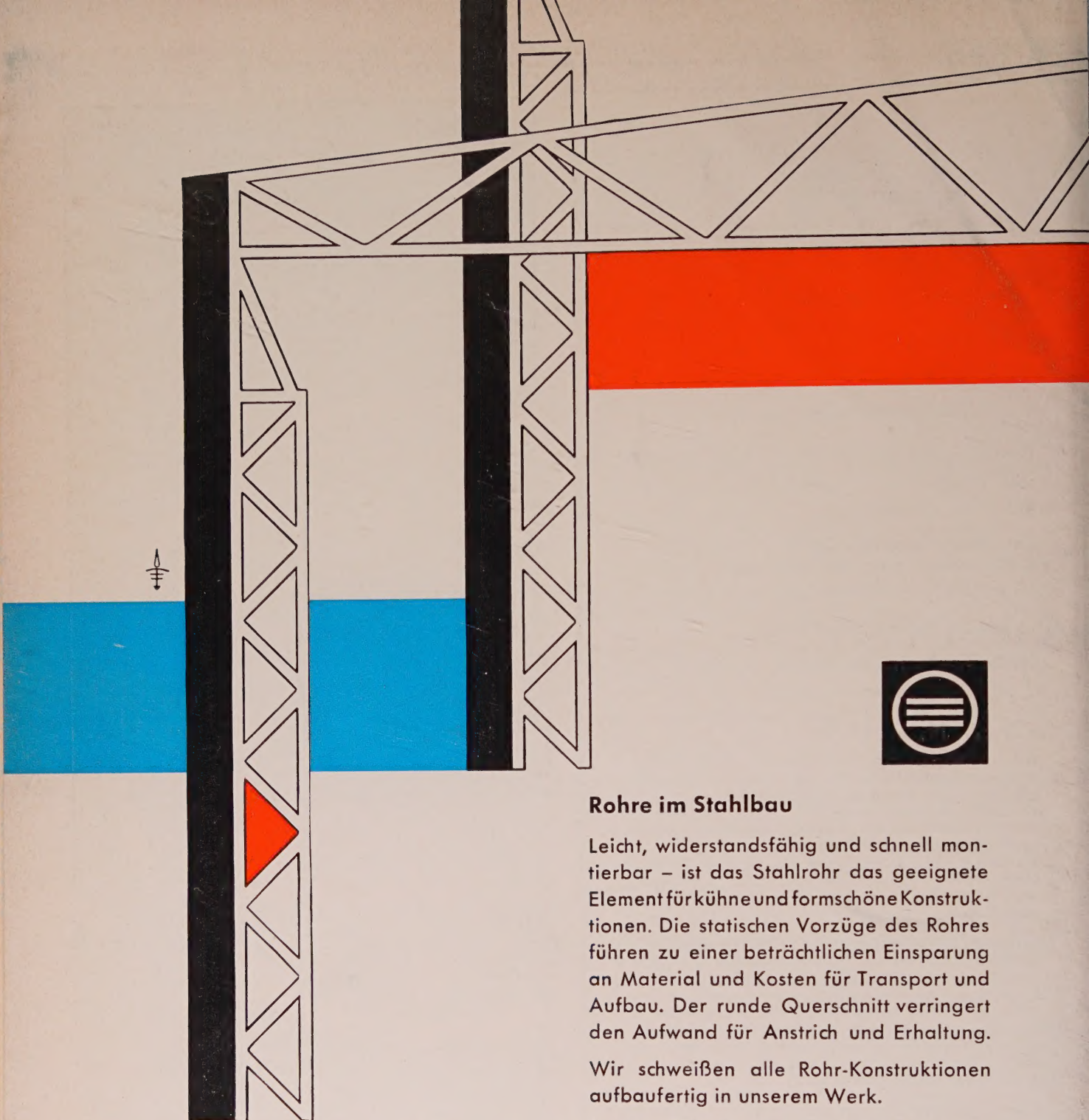
ELEKTRODEN

HERMANN FLIESS & CO

Schweißdraht- und Elektrodenfabrik

DUISBURG A. RHEIN

Fernruf: 210 84 • Fernschreiber: 0 855 517



Rohre im Stahlbau

Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar – ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Die statischen Vorzüge des Rohres führen zu einer beträchtlichen Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau. Der runde Querschnitt verringert den Aufwand für Anstrich und Erhaltung.

Wir schweißen alle Rohr-Konstruktionen aufaufertig in unserem Werk.

Fordern Sie bitte unser Angebot an!

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF

Hallenspannweite b
Hallenlänge l
Höhen h, h_1, h_2, h_3
Lichtreiterbreite b_1
Sockelhöhe s_2
Kranbahnhöhe h_4
Stützenbreite b_2
Stützenabstand l_1, l_2
Lichtbandhöhe s_1
Dachneigung α°
Lichtreiterneigung α_1°

